



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

JOONAS TUOMOLA
TARTUNNATTOMIN JÄNTEIN JÄNNITETYN PILARILAATAN MI-
TOITUS EUROKOODIEN MUKAAN
Diplomityö

Tarkastaja: prof. Anssi Laaksonen
Tarkastaja ja aihe hyväksytty Talou-
den ja rakentamisen tiedekuntaneu-
voston kokouksessa 4.11.2015

TIIVISTELMÄ

TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO

Rakennustekniikan koulutusohjelma

Tuomola, Joonas: Tartunnattomin jäntein jännitetyn pilarilaatan mitoitus eurokoodien mukaan

Diplomityö, 79 sivua, 18 liitesivua

Maaliskuu 2016

Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma

Pääaine: Rakennesuunnittelu

Tarkastaja: professori Anssi Laaksonen

Avainsanat: tartunnattomat jänteet, jälkijännitetyt betonirakenteet, pilarilaatta, eurokoodi 2

Tartunnattomin jäntein jännitettyjä pilarilaattoja käytetään yhä enemmän talonrakennuskohteissa ja paikoitushalleissa. Rakenteilta vaaditaan myös entistä matalampia rakennekorkeuksia ja pidempiä jännevälejä. Eurokoodiin siirtymisen myötä tartunnattomin jäntein jännitettyjen pilarilaattojen mitoitus on muuttunut, eivätkä uudet mitoitusäännöt ja menetelmät ole vielä täysin suunnittelijoiden hallussa.

Tässä työssä selvitetään tartunnattomin jäntein jännitettyjen rakenteiden mitoitusta eurokoodeilla ja erityisesti mitoituksen soveltamista jännitettyihin pilarilaattoihin. Työssä vertaillaan elementtimenetelmän ja ekvivalenttien kehien menetelmän mukaisia rakenneanalyysijä sekä niiden mukaan tehtyjä mitoituksia tasapaksussa pysäköintirakennuksen välipohjan tartunnattomin jäntein jännitettyssä pilarilaatassa. Työn tueksi kehitetään Microsoft Excel -ohjelmalla tartunnattomien jännebetonirakenteiden mitoitukseen soveltuva laskentapohja.

Tutkimuksen aikana havaittiin, että jännitettyjä pilarilaattoja käsitellään suomen kielisessä kirjallisuudessa vähän. Jännitettyjen pilarilaattojen osalta Eurokoodin standardit Suomessa kaipaavat päivitystä ja lisäohjeistusta. Erityisesti lävistysmitoitus sekä jännevoiman hyödyntäminen laatan lävistyskestävyydessä tarvitsevat tarkempia mitoitusääntöjä ja rajouksia.

Vertailututkimuksen perusteella sekä ekvivalenttien kehien menetelmää että elementtimenetelmää voidaan käyttää luotettavasti jännitettyjen pilarilaattojen rakenneanalyysissä, mutta tietyin rajoituksin. Tehokkaimpia nämä menetelmät ovat, kun niitä käytetään toistensa tukena.

Betonin paikallisen puristuskestävyyden riittäminen ankkureiden alla havaittiin analyysimenetelmästä riippumattomaksi ongelmakohtaksi laatan reunalueilla. Matalalla rakennekorkeudella ja tiheällä punosmäärällä betonin paikallinen puristuskestävyys ylittyy laatussa helposti. Jänteiden kaarevuudesta aiheutuvat pystysuuntaiset ohjausvoimat lisäävät laatan lävistyskestävyyttä pilari-
tuilla puolestaan huomattavasti ja niiden sijoittaminen pilareiden kohdalle on suositeltavaa.

ABSTRACT

TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

Master's Degree Programme in Civil Engineering

Tuomola, Joonas: Designing of Post-tensioned Flat slabs with Unbonded Tendons According to Eurocodes

Master of Science Thesis, 79 pages, 18 Appendix pages

March 2016

Major: Structural Engineering

Examiner: Professor Anssi Laaksonen

Keywords: post-tensioned unbonded tendons, post-tensioned concrete structures, flat slab, eurocode 2

Flat slabs with unbonded tendons are more and more often used as a structure in residential buildings and parking garages. In addition, thinner slabs and longer spans are required more often than before. Eurocodes have changed how post-tensioned flat slabs are calculated and the new design rules and methods have not been completely embraced by structural designers.

This study examines designing and calculating post-tensioned structures with unbonded tendons, and particularly how the calculations are applied in flat slabs. The study examines the calculation and design process of post-tensioned flat slabs by comparing structural analyses of the finite element method and the equivalent frame method on a post tensioned flat slab of an intermediate floor of a parking garage. To complete and simplify the calculations, the study includes developing a Microsoft Excel based computing application for calculating flat slabs with unbonded tendons.

During the study, it was discovered that post-tensioned flat slabs are not well covered in Finnish literature. Eurocode standards in Finland need updating, and more calculating specifications of post-tensioned flat slabs are needed as well. Rules and defining are particularly needed in the field of punching of slabs and in using tendons to increase punching resistance.

According to the comparison of the equivalent frame method and the finite element method in the calculation process of the parking garage flat slab, it is safe to use them both in structural analysis of post tensioned flat slabs. Both methods should still be used with some restrictions. These methods are the most effective when used to support each other.

The compressive capacity of concrete under post-tensioning anchors was found regardless of the analysis method to be problematic on the edges of the flat slab. A thin slab and a high density of anchors easily lead to insufficient compressive capacity of the concrete in the slab. Yet, the vertical balancing force of tendons increase the punching resistance of flat slabs considerably on the columns, and placing most of the tendons over the columns is recommended.

ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty Optiplan Oy:n tilauksesta ja sen ohjaajina ja tarkastajina toimivat Optiplan Oy:n DI Pekka Ahola ja Tampereen teknillisen yliopiston rakennustekniikan laitoksen professori Anssi Laaksonen. Optiplan Oy tarjosi käyttööni tarvittavat ohjelmistot sekä osan lähdemateriaalista.

Haluan kiittää läheisiäni ja työkavereitani vahvasta ja horjumattomasta tuesta diplomityöni etenemisen ja sen aikana esiintyneiden haasteiden aikana. Kiitos myös Optiplan Oy:n Pekka Aholalle työn ohjauksesta ja mielenkiintoisesta tutkimusaiheesta sekä professori Anssi Laaksoselle työn tarkastamisesta ja sitä edistävästä opetuksesta.

Tampereella 4.2.2016

Joonas Tuomola

SISÄLLYSLUETTELO

1.	JOHDANTO	1
1.1	Tutkimuksen tausta.....	1
1.2	Tutkimuksen tavoite	1
1.3	Tutkimuksen rajaus.....	1
1.4	Tutkimuksen rakenne ja tutkimusmenetelmät.....	2
2.	TARTUNNATTOMAT JÄNTEET	3
2.1	Jännitetty betonirakenne	3
2.1.1	Ankkurijännerakenteet	4
2.2	Kuormat	5
2.3	Betoni.....	7
2.3.1	Lujuusominaisuudet	7
2.3.2	Kimmoinen muodonmuutos	8
2.3.3	Jännitys-muodonmuutos.....	9
2.3.4	Kutistuminen	9
2.3.5	Viruminen.....	11
2.3.6	Puristus- ja vetolujuuden mitoitusarvot	13
2.4	Jänneteräs	14
2.4.1	Lujuusominaisuudet	14
2.4.2	Jännitys-muodonmuutos.....	15
2.4.3	Relaksaatio	16
2.5	Jännitysraja-tila.....	17
2.6	Jännityshäviöt.....	19
2.6.1	Välittömät jännityshäviöt	19
2.6.2	Pitkäaikaiset jännityshäviöt	22
2.7	Ekvivalentit kuormat ja kuormien tasapainotus	24
2.8	Jatkuvien rakenteiden pakkomomentit	25
2.9	Mitoitus käyttöraja-tilassa	26
2.9.1	Taipuma.....	26
2.9.2	Halkeilu	28
2.10	Mitoitus murtoraja-tilassa.....	32
2.10.1	Mitoitus taivutukselle.....	32
2.10.2	Mitoitus lävistykselle	34
2.11	Ankkuroinnin ja jänteiden suunnittelu.....	38
2.11.1	Ankkurointi.....	38
2.11.2	Jänteiden ryhmitys	40
2.11.3	Jänteiden suojaus	41
3.	TARTUNNATTOMIN JÄNTEIN JÄNNITETTY PILARILAATTA.....	44
3.1	Pilarilaatta rakenteena.....	44
3.1.1	Pilarilaattojen jännittäminen.....	45

3.1.2	Mittasuosituksia	46
3.1.3	Laatan läpileikkautuminen	47
3.2	Rakenneanalyysi	48
3.2.1	Ekvivalenttien kehien menetelmä	49
3.2.2	Kaistamenetelmä	52
3.2.3	Myötöviivamenetelmä	55
3.2.4	Elementtimenetelmä	56
3.3	Tasapainoperiaate	59
3.3.1	Ohjausvoimien tasapainotus	59
3.3.2	Summautuvat taipumat	61
3.4	Pehmeä rauditus	62
3.5	Palomitoitus	63
4.	JÄNNITETYN PILARILAATAN RAKENNEANALYYSIMENETELMIEN VERTAILU	66
4.1	Lähtötilanne	66
4.2	Mitoitettava rakenne	66
4.2.1	Kuormat	68
4.2.2	Jännepunokset	68
4.3	Rakenneanalyysi	68
5.	TULOKSET JA NIIDEN TARKASTELU	69
5.1	Rasitukset kehässä	69
5.2	Rasitusten jakaminen kaistoittain	70
5.3	Punosmäärät kaistoissa	72
5.4	Mitoitustyökalu	75
6.	PÄÄTELMÄT	76
6.1	Yleiset havainnot jännitetyn pilarilaatan mitoituksesta	76
6.2	Rakenneanalyysistä	77
	LÄHTEET	78

LIITE 1: Erilaisia jännepunosten sijoittelumahdollisuuksia jännitetyssä pilarilaatassa

LIITE 2: Ekvivalenttien kehien menetelmällä lasketut pilarilaatan keskikehän taivutusmomenttirasitukset

LIITE 3: Elementtimenetelmällä lasketut pilarilaatan taivutusmomenttirasitukset

LIITE 4: Kolmiaukkoisen laattakaistan esimerkkilaskelma, tapaus 1 pilarikaista

LYHENTEET JA MERKINNÄT

$1/r$	Kaarevuus.
a	Keskiöetäisyys.
a_m	Keskimääräinen keskiöetäisyys.
A	Poikkileikkausala, Onnettomuuskuorma.
A_c	Betonin poikkileikkausala.
$A_{c,eff}$	Vetojännityksen alaisen betonialueen tehollinen pinta-ala.
$A_{c,t}$	Betonipoikkileikkauksen vedetyn osan pinta-ala ennen halkeaman muodostumista.
A_p	Jänneteräksen poikkileikkausala.
A_s	Pehmeän raudoituksen poikkileikkausala.
A_{sw}	Leikkausraudoituksen poikkileikkausala.
A_u	Piirin u rajoittama ala.
b	Poikkileikkauksen leveys.
b_e	Laattakaistan tehollinen leveys.
b_{kk}	Keskikaistan leveys.
b_{pk}	Pilarikaistan leveys.
b_w	Uuman paksuus, tarkastelukohdan leveys.
b_{min}	Vähimmäisleveysvaatimus palotilanteessa.
c_{min}	Betonipeitteen vähimmäispaksuus.
$c_{min,b}$	Betonipeitteen vähimmäispaksuus tartuntavaatimuksista johtuen.
$c_{min,dur}$	Betonipeitteen vähimmäispaksuus ympäristöolosuhteista johtuen.
c_{nim}	Betonipeitteen nimellisarvo.
$C_{Rd,c}$	Kerroin leikkauskestävyyden määrittämiseen.
d	Rakenteen tehollinen korkeus, jänteen halkaisija.
d_p	Rakenteen tehollinen korkeus jänneteräksistä mitattuna.
d_g	Betonimassassa käytettävän kiviaineksen suurin raekoko.
D	Pilarin halkaisija.
e	Voiman epäkeskisyyys.
E_c	Tangenttimoduuli.
$E_{c,eff}$	Betonin tehollinen kimmokerroin.
E_{cm}	Betonin kimmomoduuli.
E_p	Jänneteräksen kimmokerroin.
f_{cd}	Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo.
f_{ck}	Betonin lieriölujuuden ominaisarvo.
f_{cm}	Betonin keskimääräinen puristuslujuus (28 vrk).
$f_{ctk,0,05}$	Betonin vetolujuuden 0,05-raja.
f_{ctd}	Betonin vetolujuuden mitoitusarvo.
f_{ctm}	Betonin vetolujuuden ominaisarvo.
f_{pd}	Jännepunoksen vetolujuuden mitoitusarvo.
f_{pk}	Jännepunoksen vetolujuuden ominaisarvo.
$f_{p0,1k}$	jännepunoksen 0,1 -raja.
f_{yk}	Hakaterästen ominaislujuus.
f_{yd}	Hakaterästen mitoituslujuus.
f_{ywd}	Leikkausraudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo.
F	Voimaresultantti, pistemäinen kuorma.
$F_{Ed,sup}$	Tukireaktion mitoitusarvo.
F_{Rdu}	Betonin paikallinen puristuskestävyys.

F_{tu}	Halkaisuvoima.
g_k, G_k	Pysyvä ominaiskuorma.
h	Poikkileikkauksen korkeus.
h_0	Poikkileikkauksen muunnettu paksuus.
$h_{c,eff}$	Betonipoikkileikkauksen tehollinen korkeus.
h_{min}	Vähimmäiskorkeusvaatimus palotilanteessa.
h_s	Laatan korkeus palotarkasteluissa.
I	Jäyhyysmomentti.
j	Kimmoisen puristumisen laskennassa käytettävä kerroin.
k	Kerroin, aaltoisuusluku.
k_i	Halkeamaleveyksien määrittämisessä käytettävät kertoimet.
k_h	Muunnetusta paksuudesta riippuva kerroin.
k_σ	Kerroin.
k_t	Halkeamaleveyden laskennassa käytettävä kerroin.
K	Taipumakerroin.
l, L	Jännevälän pituus.
l_p	Jännepunosten sisäinen momenttivarsi.
l_s	Betoniterästen sisäinen momenttivarsi.
L_u	Laatan reunaulukkeen pituus.
m, M	Momentti.
m_f	Kenttämomentti.
m_s	Tukimomentti.
M_{cr}	Halkeamiskestävyys.
M_{Ed}	Taivutusmomentin mitoitusarvo.
M_g	Rakenteen omasta painosta aiheutuva taivutusmomentti.
M_o	Ominaiskuormitusyhdistelmästä aiheutuva taivutusmomentti.
M_p	Pitkäaikaiskuormista aiheutuva taivutusmomentti.
M_{Rd}	Taivutusmomenttikestävyys.
p_d	Viiva- tai tasokuormituksen mitoitusarvo.
P	Jännevoima.
P_0	Jännevoima laukaisuhetkellä aktiivipäässä.
P_L	Jännitysvoima passiiviankkurissa.
P_{m0}	Alkujännevoima.
$P_{m,t}$	Keskimääräinen jännevoima.
P_{max}	Suurin sallittu jännettä kuormittava voima.
q, Q	Muuttuva kuorma.
R	Tukireaktio.
RH	ympäristön suhteellinen kosteus.
s	Sementin tyypistä riippuva kerroin.
s_r	Halkeamaväli
S	Raudoituksen staattinen momentti.
t	Tarkasteluhetki, tuen leveys.
t_s	Betonin ikä kuivumiskutistuman alkaessa.
T_p	Jännepunosten vetovoimaresultantti.
T_s	Betoniterästen vetovoimaresultantti.
u	Poikkileikkauksen piiri.
v_{min}	Kerroin leikkauskestävyyden määrittämiseen.
V_c	Lävistyskestävyys raudoittamattomana.
V_{Ed}	Leikkausvoiman mitoitusarvo.
V_{Rd}	Leikkausvoimakestävyys

V_s	Lävistyskestävyys raudoitettuna.
w	Ankkurointiliukuman vaikutuspituus, ohjauskuorma, taipuma.
w_p	Jännevoiman aiheuttama taipuma.
w_{pk}	Pilarikaistan kokonaistaipuma.
w_k	Halkeamaleveys.
w_{kk}	Keskikaistan kokonaistaipuma.
w_{tot}	Pilarilaatan kokonaistaipuma.
W_a, W_y	Taivutusvastus ala- ja yläreunan suhteen.
z	Taivutusmomentin mukainen sisäinen momenttivarsi.
z_{cp}	Betonin poikkileikkauksen painopisteen etäisyys jänneterästen painopisteestä.
α	Kerroin, taivutusjäykkyys, kaltevuus.
α_{cc}	Puristuslujuuden pitkäaikaistekijät huomioiva kerroin.
α_{ct}	Vetolujuuden pitkäaikaistekijät huomioiva kerroin.
α_{cw}	Kerroin raudoitettun leikkauskestävyyden määrittämiseen.
$\alpha_{ds1}, \alpha_{ds2}$	Sementin tyypistä riippuvat kertoimet.
$\beta(t_0), \beta(f_{cm}), \beta_c$	Betonin lujuuden sekä alkamisajan ja virumisen kehittymisen huomioivat kertoimet.
β_{cc}	Betonin iästä riippuva kerroin.
β_H	Kerroin.
$\gamma_G, \gamma_P, \gamma_Q$	Erityyppisten kuormien osavarmuuskertoimet.
γ_c	Betonin osavarmuusluku.
γ_s	Jänneteräksen osavarmuusluku.
Δ	Ankkurissa syntyvä liukuma, muutos.
Δc_{dev}	Mittapoikkeama betonin peitepaksuudessa.
$\Delta c_{dur,add}$	Lisäsuojauksen huomioiva pienennys suojabetonipeitteeseen.
$\Delta c_{dur,\gamma}$	Lisävarmuustermi.
$\Delta c_{dur,st}$	Ruostumattoman teräksen huomioiva pienennys suojabetonipeitteeseen.
$\Delta \sigma_{pr}$	Relaksaatiohäviö.
$\Delta \sigma_{p,ULS}$	Jännityksen lisäys murtorajatilassa.
Δp	Jännitysvoiman muutos punoksen pituutta kohden.
ΔP_{c+s+r}	Pitkäaikaisten jännityshäviöiden aiheuttama jännevoiman muutos.
ΔP_{el}	Jännevoiman keskimääräinen häviö betonin kimmoisesta kokoonpuristumisesta.
ΔP_{sl}	Ankkuroinnin liukuman aiheuttama jännevoiman muutos.
ΔP_{μ}	Kitkahäviön aiheuttama jännevoiman muutos.
ϵ_c	Betonin puristuma.
ϵ_{ca}	Betonin sisäinen kutistuma.
ϵ_{cc}	Betonin viruma.
ϵ_{cd}	Betonin kuivumiskutistuma.
$\epsilon_{cd,0}$	Betonin nimellinen kuivumiskutistuma.
ϵ_{cs}	Betonin kokonaiskutistuma.
ϵ_{cu}	Betonin murtopuristuma.
ϵ_{sm}	Raudoituksen keskimääräinen venymä.
ϵ_{cm}	Betonin keskimääräinen venymä.
ϵ_{uk}	Jänneteräksen murtovenymä.
η	Kerroin taivutetun rakenteen tehollisen lujuuden määrittämiseen.
θ	Jänteen kulmanmuutosten summa, suuntakulma.

θ_{cr}	Kriittinen lämpötila.
λ	Kerroyta taivutetun rakenteen jännityskuvion tehollisen korkeuden määrittämiseen.
μ	Relaksaation laskennassa käytettävä kerroin, kitkakerroin.
ξ	Tartuntalujuuden suhdeluku, kerroin.
ρ	Jänteen kaarevuussäde, geometrinen raudoitussuhde
ρ_{1000}	Suhteellinen relaksaatio.
σ_c	Betonin puristusjännitys loppuvaiheessa.
σ_{c0}	Betonin puristusjännitys jännevoiman siirron hetkellä.
$\sigma_{c,Qp}$	Alkujännevoiman ja jännityshetkellä vaikuttavien pitkäaikaiskuormien aiheuttama jännitys.
σ_t	Betonin vetojännitys loppuvaiheessa.
σ_{t0}	Betonin vetojännitys jännevoiman siirron hetkellä.
$\sigma_{p0,max}$	Jänneteräksen suurin sallittu jännitys jännevoiman siirron hetkellä.
$\sigma_{p,max}$	Jänteen suurin sallittu jännitys välittömien jännityshäviöiden jälkeen.
$\sigma_{p,ULS}$	Jänneterästen jännitys murtorajatilassa.
σ_s	Betoniterästen vetojännitys.
\emptyset_s, \emptyset_p	Betoniteräksen tai jänneteräksen halkaisija.
\emptyset_{eq}	Ekvivalentti halkaisija.
φ_0	Nimellinen virumaluku.
$\varphi(t,t_0)$	virumaluku, kerroin.
φ_{nl}	Epälineaarinen virumaluku
$\psi_{i,i}$	Yhdistelykerroin.

1. JOHDANTO

1.1 Tutkimuksen tausta

Eurokoodiin siirtymisen myötä jännitettyjen betonirakenteiden mitoitus on muuttunut. Tartunnattomilla jänteillä jännitettyjen pilarilaattojen suunnittelu eurokoodien mukaan ei ole uusilla säännöillä ja menetelmillä vielä täysin suunnittelijoiden hallussa. Samalla jännitettyjä pilarilaattoja rakenteita käytetään yhä enemmän talonrakennuskohteissa ja paikoitushalleissa. Rakenteilta vaaditaan myös matalia rakennekorkeuksia ja rakennuksista halutaan muuntautuvia ja tilavia.

Tartunnattomien jännebetonirakenteiden eurokoodin mukaisista suunnitteluohjeista ei ole koottu vielä kaiken kattavaa teosta. Suunnitteluperusteita jännebetonirakenteiden suunnitteluun tarjoavat tällä hetkellä Suomen Standardoimisliitto sekä Betoniyhdistys ry. Suunnittelutoimistoissa mitoitusyöt tehdään nykyään pääosin tietokoneilla. Suunnittelutoimistojen käyttämät mitoitusohjelmat harvoin kuitenkaan mitoittavat suoraan jännebetonirakenteita.

1.2 Tutkimuksen tavoite

Tämän diplomityön yhtenä tavoitteena on selvittää ja koota yksien kansien väliin eurokoodin mukaisia tartunnattomilla jänneteräksillä jännitettyjen rakenteiden ja erityisesti jännitettyjen pilarilaattojen mitoitus- ja suunnittelusääntöjä. Työn toinen tavoite on vertailla jännitetyn pilarilaatan rakenneanalyysimenetelmiä ja selvittää suunnittelijoille niiden käyttöä ja ongelmakohtia.

Työn kolmantena tavoitteena on luoda mitoitusohjeita noudattava mitoitusyökalu jännitettyjen pilarilaattojen suunnittelua varten. Tavoitteiden taustalla on tarve lisätä Optiplan Oy:n osaamista jännebetonirakenteiden saralla.

1.3 Tutkimuksen rajaus

Tutkimus rajataan jälkijännittämällä tehtäviin pilarilaattoihin talonrakennuskohteissa. Mitoitusesimerkissä tarkastellaan tarkemmin tasaisesti kuormitettua paikoitushallin välipohjarakennetta. Kuormien aiheuttamat rasituskuvaajat pilarilaatassa määritetään Jigi- ja Autodesk Robot Structural Analysis 2011 -ohjelmiston avulla. Kuormat ja kuormitus-tapaukset valitaan standardin SFS-EN 1991-1-1 mukaisesti.

Tutkimuksessa keskitytään tartunnattomilla jänteillä jännitettyjen tasavahvuisten pilarilaattarakenteiden mitoittamiseen. Muita pilarilaattarakenteen tyyppejä käsitellään vain lyhyesti. Tämän tutkimuksen ulkopuolelle jätetään rakenteiden kustannukset, vääntötarkastelut, pilareiden mitoitus ja pilarilaatan jäykistystarkastelu.

1.4 Tutkimuksen rakenne ja tutkimusmenetelmät

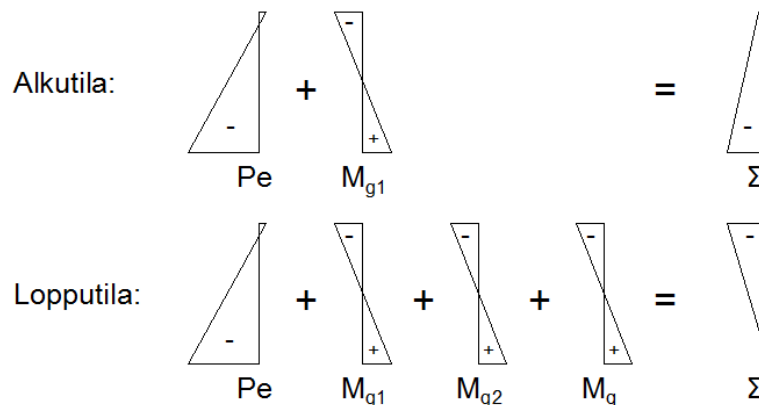
Tämä työ koostuu kolmesta osasta. Ensimmäisessä osassa selvitetään, kirjallisuustutkimuksen keinoin, tartunnattomilla jänneteräksillä jännitetyn betonirakenteiden mitoitus eurokoodissa. Tutkimuksen toisessa osassa kootaan jännitetyn pilarilaatan suunnitteluun ja mitoitukseen käytettäviä menetelmiä ja ohjeita. Menetelmien ja ohjeiden perusteena käytetään kirjallisuudesta ja standardeista löytyviä tietoja.

Kirjallisuustutkimuksin selvitettyjä mitoitusperiaatteita hyödynnetään tutkimuksen kolmannessa vaiheessa, jossa vertaillaan ekvivalenttien kehien menetelmällä ja elementtimenetelmällä analysoituja jännitettyjä pilarilaattoja. Vertailun esimerkkilaatastojen mitoitus suoritetaan standardin SFS-EN 1992-1-1 ja Suomen kansallisen liitteen ohjeiden mukaisesti. Mitoitus-esimerkkejä varten kehitetään Microsoft Excel -pohjainen laskentapohja, jonka avulla suunnittelija voi mitoittaa tartunnattomin jäntein jännitettyjä rakenteita suunnittelutyössään. Laskentapohjaa on tarkoitus käyttää tämän tutkimuksen jälkeen suunnittelutyökaluna oikeissa suunnitteluprojekteissa.

2. TARTUNNATTOMAT JÄNTEET

2.1 Jännitetty betonirakenne

Jännitetyt betonirakenteet ovat betonirakenteita, useimmiten palkkeja tai laattoja, jotka toimivat käyttötiloissa lähes tai täysin puristettuina. Rakenteen toiminta perustuu siihen asennettuun jänneraudoitukseen. Jänneraudoitusta jännittämällä rakenteeseen luodaan jännevoima P . Staattisesti määrättyllä rakenteella jännevoima P aiheuttaa rakenteeseen jännteen epäkeskisyydestä e riippuvan ulkoisenmomentin P_e , joka luo rakenteeseen puristusjännitystilaa. Puristusjännitystilaa tarkoitus on pienentää ulkoisista kuormista aiheutuvia vetojännityksiä. Jännevoima ei saa kuitenkaan olla alussa liian suuri, jolloin rakennetta kuormittaa vain sen omapaino, eikä betoni ole saavuttanut täyttä lujuuttaan. Jännevoiman tulee olla kuitenkin lopussa riittävä, jotta se saavuttaa halutun jännitystilaa kaikilla suunnitelluilla kuormilla. Kuvassa 2.1 on havainnollistettu jännitystilaa yksinkertaisimmillaan rakenteen eri käyttövaiheissa [1][2].



Kuva 2.1 Jännitetyn betonirakenteen jännitystilat eri käyttövaiheissa. Mukailtu lähteestä [3].

Jännittämättömiin betonirakenteisiin verrattuna jännitetyillä rakenteilla päästään suurempiin jänneväleihin pienemmillä rakennepaksuuksilla. Jännebetonirakenteiden taipumat ovat verrattain pienempiä ja rakenne voidaan suunnitella halkeilemattomaksi [2][3].

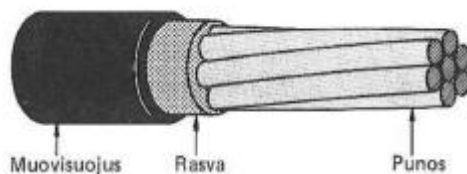
Betonirakenteessa oleva jänneraudoitus voidaan joko esi- tai jälkijännittää. Esijännityksessä betonirakenteessa jännitysvoima luodaan ennen betonin valua elementti-tehtaalla ja jännitysvoima siirretään betoniin terästen ja betonin välisen tartunnan avulla. Esijännitetyissä betonirakenteissa jänneteräkset ovat suoria, jolloin jännitystila on koko rakenteen matkalla vakio. Jälkijännityksessä betonirakenteessa sen jännepunokset jännitetään betonin kovettumisen jälkeen hydraulisia tunkkeja hyödyntäen ja jännevoiman siir-

to betoniin tapahtuu ankkurikappaleiden avulla. Jälkijännityksessä jänneteräket voidaan asentaa kaarevaan muotoon. Tässä työssä keskitytään vain jälkijännitettyihin eli ankkurijännerakenteisiin [1][2][3].

2.1.1 Ankkurijännerakenteet

Ankkurijännerakenteet ovat suuren kokonsa takia pääosin työmaalla jännitettäviä paikallavalurakenteita. Jännitettävän rakenteen sisään asennetaan ennen valua jännepunokset, jotka eivät ole tartunnassa betoniin ja jotka voivat liikkua esteettä, kun niitä jännitetään jännitystyön aikana. Tämä onnistuu käytännössä asentamalla punokset metallisiin tai muovisiin suojaputkiin, jossa teräket pääsevät liikkumaan riittävästi. Jännitystyö voidaan tehdä, kun betoni on kovettunut riittävästi. Jännitystyö onnistuu jännittämistä varten suunniteltujen hydraulisten laitteiden avulla [1][3].

Ankkurijännerakenteet voidaan jakaa tartunnattomiin ja tartunnallisiin rakenteisiin. Tartunnattomissa ankkurijännerakenteissa suojaputken sisällä olevat teräspunokset rasvataan, jotta kitka ja tartunta saadaan minimoitua. Suojaputket täytetään jännitystyön jälkeen vaseliinilla, joka sisältää pysyvän korroosiosuojan. Tartunnattomuuden vuoksi jänteet voidaan vaihtaa. Tartunnattoman jännepunokset sijoitetaan jokainen omaan suojaputkeensa ja jokaisella punoksella on oma ankkurinsa. Tartunnattomia jänteitä käytetään erityisen paljon laattarakenteiden jännittämisessä ja kun kuormat pysyvät pieninä [1][3].



Kuva 2.2 Tartunnaton jänne. Mukailtu lähteestä [4].

Tartunnallisissa ankkurijännerakenteissa jänneterästen ympärillä oleva suojaputki täytetään jännitystyön jälkeen injektointilaastilla, jotta terästen tartunta saadaan maksimoitua. Laasti toimii myös jännepunosten korroosiosuojana. Tartunnallisia jännepunoksia voidaan sijoittaa useampia samaan suojaputkeen. Näin tehdäänkin usein, kun rakenteen kuormitus on suuri ja tarvittavien punosten määrä kasvaa niin suureksi ettei tartunnattomien jänteiden sijoittaminen rakenteen poikkileikkaukseen ole enää mahdollista. Tässä työssä keskitytään pääosin tartunnattomien jänteiden mitoittamiseen ja tartunnallisia jänteitä sivutaan vain lyhyesti [1][3].

Jännepunokset, kuten suojaputketkin, voidaan asentaa ankkurijännerakenteeseen kaarevaan muotoon. Kaarevasta jänteestä ei aiheudu vetojännityksiä reunatuille, jos ankkurit asennetaan rakenteeseen nähden keskeisesti. Kun vetojännitykset ovat tuella vähäisempiä, rakenteen leikkausvoimakasvu kasvaa. Myös kaarevan jänteen vinon jännevoi-

man pystykomponentti parantaa leikkausvoimakkestävyyttä pienentämällä leikkausvoimaa. Kaareva jänne voidaan tuilla tai kentässä sijoittaa lähelle pintaa, jossa jännevoima ja sen epäkeskisyys ehkäisevät parhaiten ulkoisia momenttihuippuja. Kaarevilla jänteillä on helppo toteuttaa myös jatkuvien rakenteiden jännittäminen, sillä niissä rakenteiden taivutusmomenttihiiput vaihtelevat negatiivisista positiivisiin, jolloin jänne voidaan sijoittaa rakenteen ylä- tai alareunaan palkin eri kohdissa ulkoisen momentin etumerkistä riippuen. Rakenteen taipumat ja halkeilukin saadaan hallintaan paremmin käyttämällä kaarevia jänteitä [1][3].

Ankkurijännerakenteita varten tarvitaan jännitysmenetelmä, jossa määritetään jännittämiseen tarvittavat laitteet ja työmenetelmät. Suomessa voimassa olevista käyttöselosteista pitää luetteloa Suomen Betoniyhdistys ry [5].

2.2 Kuormat

Eurokoodin mukaan rakenne tulee suunnitella siten, että se kestää kaikki kuormat ja niiden vaikutukset, joita todennäköisesti esiintyy toteutuksen ja käytön aikana, koko sen suunnittelun käyttöiän ajan. Rakenteen tulee kestää myös tulipalotilanteessa esiintyvät kuormat ja niiden vaikutukset suunnittelun palonkestoajan [6].

Eurokoodien mukainen mitoitus perustuu rajatilamenetelmään. Rakennetta tarkastellaan murto- ja käyttörajatiloissa. Kuormitustapauksia tarkastellaan kuormituskaavioiden avulla, jotka laaditaan eurokoodien SFS EN 1991-1-1...7 kuormien perusteella ja joissa otetaan huomioon kuormien liikkuvuus ja samanaikaisuus. Kuormitustapauksista valitaan ne, joilla on rakenteeseen suurin vaikutus ja niitä käytetään rakenneanalyyseissä murto- ja käyttörajatilassa.

Kuormat luokitellaan eurokoodissa aikariippuvuuden perusteella seuraavasti:

- Pysyvät kuormat G
- Muuttuviin kuormat Q
- Onnettomuuskuormat A.

Pysyviin kuormiin kuuluvat rakenteen oman painon ja pintarakenteiden sekä kiinteiden laitteiden aiheuttamat kuormat. Myös jännitettyjen rakenteiden jännevoimaa voidaan käsitellä pysyvänä kuormana. Muuttuvia kuormia ovat rakennuksen käyttötarkoitukselta riippuen erilaiset hyötykuormat ja ajoneuvokuormat sekä tuuli- ja lumikuormat. Onnettomuuskuormia ovat muun muassa törmäyksistä ja räjähdyksistä aiheutuvat kuormat [7].

Eurokoodissa edellä mainittuja kuormatyyppejä yhdistellään osavarmuuskertoimien ja muuttuvien kuormien yhdistelykertoimien avulla. Kuormitusyhdistelmät voidaan poimia eurokoodista SFS-EN 1990 ja siihen liittyvästä Suomen kansallisesta liitteestä.

Kaava 2.1 on murtorajatilan perusyhdistelmä normaalitilanteessa ja kaava 2.2 on murtorajatilan yhdistelmä onnettomuustilanteessa [6].

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_Q Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_Q \psi_{0,i} Q_{k,i} , \quad (2.1)$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ tai } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} , \quad (2.2)$$

missä

$G_{k,j}$ on pysyvän kuorman j ominaisarvo,

P on jännevoiman arvo,

$Q_{k,1}$ on määräävän muuttuvan kuorman 1 ominaisarvo,

$\psi_{0,i}$ on muuttuvan kuorman i yhdistelykerroin ominaisyhdistelmässä,

$\psi_{2,i}$ muuttuvan kuorman i pitkäaikaisarvon yhdistelykerroin.

$\psi_{1,1}$ on onnettomuustilanteen muuttuvan kuorman 1 yhdistelykerroin luonnonkuormalle,

$\psi_{2,1}$ on onnettomuustilanteen muuttuvan kuorman 1 yhdistelykerroin muulle kuin luonnonkuormalle,

$Q_{k,i}$ on muun samanaikaisen muuttuvan kuorman i ominaisarvo,

A_d on onnettomuuskuorma ja

kertoimet γ_G , γ_Q ja γ_P ovat erityyppisten kuormien osavarmuuskertoimia, joiden arvot saadaan kaavoista 2.3–2.5.

$$\gamma_G = \begin{cases} 1,15 K_{FI} \\ 0,9 \end{cases} , \quad (2.3)$$

$$\gamma_P = \begin{cases} 1,1 \\ 0,9 \end{cases} , \quad (2.4)$$

$$\gamma_Q = 1,5 K_{FI} , \quad (2.5)$$

missä

K_{FI} on kuormakerroin.

Osavarmuuserrointa 0,9 käytetään, kun kyseessä oleva kuormasta on rakenteelle kantavuuden kannalta hyötyä. Jännevoiman vaikutus rakenteeseen on yleensä edullinen ja sille käytetään osavarmuuskertoimen arvoa 0,9. Osavarmuuserrointa 1,35 käytetään

pysyvien kuormien osavarmuuskertoimena, kun kuormayhdistelmässä tarkastellaan pelkästään pysyviä kuormia [6].

Käyttörajoituksissa jännitetyjen pilarilaattojen kuormitusyhdistelminä voidaan käyttää kaavan 2.6 mukaista ominaisyhdistelmää, kaavan 2.7 mukaista normaaliyhdistelmää tai kaavan 2.8 mukaista pitkäaikaisyhdistelmää.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} , \quad (2.6)$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} , \quad (2.7)$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} . \quad (2.8)$$

Yhdistelykertoimien tarkoitus on useampien samanaikaisten hyötykuormien yhdistäminen saman kuormitustapauksen aikana ja ne on esitetty eurokoodissa SFS-EN 1991 ja sen kansallisessa liitteessä. Samasta lähteestä löytyvät ohjeet seuraamusluokkien mukaan määräytyvien kuormakertoimien käyttöön.

Kuormat voidaan luokitella vaikutuskohdan vaihtelun perusteella kiinteiksi tai liikkuviksi. Kuorman luonteen perusteella kuorma voi olla myös staattinen tai dynaaminen. Dynaamisessa kuormassa on huomioitava sen kiihtyvyysominaisuudet. Dynaamisia kuormia ei käsitellä tässä työssä [6][7].

2.3 Betoni

2.3.1 Lujuusominaisuudet

Betonin lujuus osoitetaan lujuusluokkien avulla. Eurokoodissa lujuusluokat perustuvat 28 vuorokauden ikäisenä määritettävän lieriölujuuden f_{ck} ominaisarvoon. Suurin suomessa käytettävä betonin lujuusluokka on C90/105.

Betonissa lujuus kehittyy ajan myötä. Tietyissä tilanteissa, erityisesti jännitetyissä betonirakenteissa jännitysvoiman laukaisun yhteydessä, tarvitaan betonin puristuslujuuden arvoa ennen 28 vuorokauden ikää. Betonin puristuslujuutta ajan t suhteen voidaan arvioida kaavoilla 2.9 ja 2.10 [8].

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8MPa , \text{ kun } 3 \text{ vrk} < t < 28 \text{ vrk}, \quad (2.9)$$

$$f_{ck}(t) = f_{ck}, \quad , \text{ kun } t \geq 28 \text{ vrk}. \quad (2.10)$$

Keskimääräinen puristuslujuus $f_{cm}(t)$ lasketaan kaavalla 2.11.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc} f_{cm}, \quad (2.11)$$

$$\beta_{cc}(t) = e^{s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right]}, \quad (2.12)$$

missä

f_{cm} on keskimääräinen puristuslujuus 28 vuorokauden ikäisenä,

$\beta_{cc}(t)$ on betonin iästä t riippuva kerroin,

t on betonin ikä vuorokausina,

s on sementin tyyppistä riippuva kerroin, joka on

- $s = 0,2$ sementtityypillä R,
- $s = 0,25$ sementtityypillä N,
- $s = 0,38$ sementtityypillä S.

Betonin vetolujuuden kehitystä ajan t suhteen voidaan arvioida samankaltaisilla kaavoilla, kuin puristuslujuuttakin. Vetolujuuden kehitykseen vaikuttavat merkittävästi jälkihoito- ja kuivumisolosuhteet sekä rakenneosan mitat. Betonin vetolujuutta voidaan arvioida kaavalla 2.13 [8].

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^a f_{ctm}, \quad (2.13)$$

missä

$a = 1$, kun $t < 28$ vrk tai

$a = 2/3$, kun $t \geq 28$ vrk.

2.3.2 Kimmoinen muodonmuutos

Betonin kimmoiset muodonmuutokset riippuvat erityisesti kiviaineksen koostumuksesta. Betonin kimmomoduulin E_{cm} taulukkoarvot perustuvat kvartsipitoisen kiviaineksesta valmistettuun betoniin. Jos betoni on valmistettu kalkkikivipitoisesta kiviaineksesta, kimmomoduulin arvoa pienennetään 10 %. Vastaavasti hiekkakivipitoisesta kiviaineksesta valmistettuna kimmomoduulia pienennetään 30 %. Basalttipitoisesta kiviaineksesta valmistetun betonin kimmomoduulin arvoa suurennetaan 20 %. Betonin kimmomoduulin kehitys ajan t suhteen voidaan arvioida kaavalla 2.14 [8].

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t)/f_{cm})^{0,3} E_{cm}, \quad (2.14)$$

missä

f_{cm} on betonin keskimääräinen puristuslujuus 28 vuorokauden ikäisenä ja

E_{cm} on betonin keskimääräinen kimmomoduuli 28 vuorokauden ikäisenä.

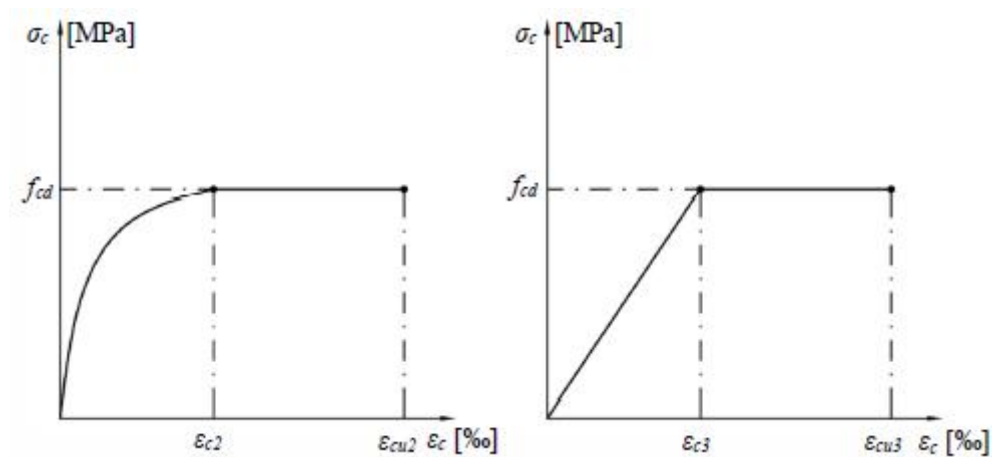
2.3.3 Jännitys-muodonmuutos

Jännebetonirakenteissa betonin jännitysmuodonmuutosyhteyttä voidaan kuvata joko paraabeli-suorakaidemallin tai siitä yksinkertaistetun lineaarisesti kimmoisen mallin avulla. Paraabelisuorakaidemallin mukaisia jännityksen ja venymän yhteyksiä toteuttavat kaavat 2.15–2.16 [8].

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad , \text{ kun } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}, \quad (2.15)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad , \text{ kun } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}. \quad (2.16)$$

Yksinkertaisemman mallin mukaiset jännitys-muodonmuutosarvot ovat paraabelisuorakaidemallin mukaisia tai tätä varmempia. Jännitys-muodonmuutosmallin mukaiset kuvaajat ja kaavoissa esiintyvät suureet on esitetty kuvassa 2.3.



Kuva 2.3 Puristetun betonin paraabeli-suorakaide-kuvio ja bilineaarinen jännitys-muodonmuutosyhteys [8].

2.3.4 Kutistuminen

Betonin kokonaiskutistuma ε_{cs} voidaan jakaa kuivumiskutistumaan ε_{cd} ja sisäiseen kutistumaan ε_{ca} . Sisäinen kutistuma kattaa sementin hydrataatiosta aiheutuvan kutistuman sekä karbonaatiokutistuman. Betonin kutistumaa määritettäessä sementtityypillä on suuri merkitys. Betonin kokonaiskutistuma voidaan laskea kaavalla 2.17 [8].

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} . \quad (2.17)$$

Kuivumiskutistuman loppuarvo voidaan laskea kaavalla 2.18.

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \varepsilon_{cd,0} , \quad (2.18)$$

missä

$\varepsilon_{cd,0}$ on nimellinen kuivumiskutistuma, jonka arvo voidaan laskea kaavalla 2.19.

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110\alpha_{ds1}) e^{\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right], \quad (2.19)$$

missä

f_{cm0} on 10 MPa ja

α_{ds1} ja α_{ds2} on sementin tyypistä riippuvia kertoimia, jotka voidaan valita taulukosta 2.1.

RH on ympäristön suhteellinen kosteus jonka voi laskennan yksinkertaistamiseksi sisätiloihin suunniteltaessa valita olevan 40 % ja ulkotiloissa vastaavasti 80 %

RH_0 on 100 %

Taulukko 2.1 Kaavassa 2.19 esiintyvien kertoimien α_{ds1} ja α_{ds2} arvoja [8].

Kerroin	Sementin tyyppi		
	S-tyyppi	N-tyyppi	R-tyyppi
α_{ds1}	3	4	6
α_{ds2}	0,13	0,12	0,11

k_h on muunnetusta paksuudesta h_0 riippuva kerroin, joka voidaan valita taulukosta 2.2.

Taulukko 2.2 Kaavassa 2.18 esiintyvän kertoimen k_h arvoja [8].

h_0 [mm]	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Poikkileikkauksen muunnettu paksuus h_0 voidaan laskea kaavalla 2.20.

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}, \quad (2.20)$$

missä

A_c on betonin poikkileikkausala ja

u on sen poikkileikkausosan piiri joka on kuivumiselle altis.

Kuivumiskutistuman arvo tietyllä ajanhetkellä voidaan laskea kaavalla 2.21.

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds} k_h \varepsilon_{cd,0} , \quad (2.21)$$

$$\beta_{ds} = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0,04\sqrt{h_0^3}} , \quad (2.22)$$

missä

t on betonin ikä tarkasteluhetkellä ja

t_s on betonin ikä kuivumiskutistuman alkaessa eli käytännössä jälkihoidon päättyessä. Ilman tarkempia tietoja suunnittelija voi olettaa tämän arvon olevan 0.

Sisäisen kutistuman loppuarvo voidaan laskea kaavalla 2.23.

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} . \quad (2.23)$$

Sisäisen kutistuman arvo tietyllä ajanhetkellä voidaan laskea kaavalla 2.24.

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as} \varepsilon_{ca,\infty} , \quad (2.24)$$

$$\beta_{as} = 1 - e^{-0,2t^{0,5}} , \quad (2.25)$$

missä

t on rakenteen ikä vuorokausina.

2.3.5 Viruminen

Betonin virumasta 25 % kehittyy keskimäärin kahden ensimmäisen viikon aikana ja 55 % kolmen ensimmäisen kuukauden aikana. 75 % kokonaisvirumasta muodostuu ensimmäisen vuoden aikana. Rakenteen muoto, sementtityyppi sekä sementin hydrataatioaste kuormituksen alkaessa, vaikuttavat ratkaisevasti viruman suuruuteen [1].

Betonin viruman aiheuttama muodonmuutos voidaan laskea kaavalla 2.26 [8].

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \frac{\sigma_c}{E_c} , \quad (2.26)$$

missä

E_c on tangenttimoduuli $1,05E_{cm}$,

σ_c on puristava vakiojännitys ja

$\varphi_{(t,t_0)}$ on virumaluku, joka saadaan laskennallisesti määritettyä kaavalla 2.27.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0) , \quad (2.27)$$

missä

φ_0 on nimellinen virumaluku, joka voidaan laskea kaavalla 2.28.

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0) . \quad (2.28)$$

$\beta(t_0)$ on kerroin joka huomioi kuormituksen alkamisajankohdan t_0 , jonka arvona voidaan käyttää 28 vuorokautta, jos tarkempaa tietoa ei löydy.

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1+t_0^{0,20}} , \quad (2.29)$$

φ_{RH} on suhteellisen kosteuden huomioiva kerroin, joka lasketaan kaavalla 2.30 tai 2.31.

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - \frac{RH}{RH_0}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} , \quad \text{kun } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad (2.30)$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{RH_0}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0,7} \right] \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0,2} , \quad \text{kun } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (2.31)$$

$\beta(f_{cm})$ on betonin lujuuden huomioiva kerroin, joka lasketaan kaavalla 2.32.

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} , \quad (2.32)$$

$\beta_c(t, t_0)$ on virumaluvun toinen kerroin, joka kuvaa virumisen kehittymistä ajan myötä kuormituksen alkamisen jälkeen. Se voidaan laskea kaavalla 2.33.

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} , \quad (2.33)$$

kun $f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$:

$$\beta_H = 1,2[1 + (0,012RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 , \quad (2.34)$$

kun $f_{cm} > 35 \text{ MPa}$:

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0,5} \leq 1500 . \quad (2.35)$$

Jännebetonirakenteissa on otettava virumisen epälineaarisuus huomioon. Epälineaarista virumalukua φ_{nl} tulee käyttää virumaluvun paikalla, mikäli betonin puristusjännitys on suurempi kuin $0,45f_{ck}(t_0)$ ajanhetkellä t_0 . Epälineaarinen virumaluku lasketaan kaavalla 2.36 [8].

$$\varphi_{nl(\infty, t_0)} = \varphi(\infty, t_0) e^{(1,5(k_\sigma - 0,45))} , \quad (2.36)$$

missä

$$k_{\sigma} = \frac{\sigma_c}{f_{ck}(t_0)}. \quad (2.37)$$

2.3.6 Puristus- ja vetolujuuden mitoitusarvot

Murtorajatilojen yhteydessä betonin lujuuksille on käytettävä mitoitusarvoja. Puristuslujuuden mitoitusarvo määritetään kaavalla 2.38 [8].

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C, \quad (2.38)$$

missä

γ_C on betonin osavarmuusluku ja

α_{cc} on kerroin, joka ottaa huomioon puristuslujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät. Kertoimen arvona käytetään Suomen kansallisen liitteen mukaisesti arvoa 0,85.

Vetolujuuden mitoitusarvo määritetään vastaavasti kaavalla 2.39.

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_C, \quad (2.39)$$

missä

γ_C on betonin osavarmuusluku ja

α_{ct} on kerroin, joka ottaa huomioon vetolujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät. Kertoimen arvona käytetään Suomen kansallisen liitteen mukaisesti arvoa 1 [9].

Betonin osavarmuuslukuun vaikuttaa mitoitusilanne. Eurokoodissa on annettu osavarmuusluvut normaalisti vallitsevissa tilanteissa ja onnettomuustilanteessa. Mikäli rakenne voidaan katsoa kuuluvan rakennusmääräyskokoelman mukaiseen rakenneluokkaan 1, voidaan betonin normaalitilanteen osavarmuuslukua pienentää arvoon 1,35. Jännitetyt betonirakenteet kuuluvat aina RakMK B4 mukaiseen rakenneluokkaan 1. Eurokoodin mukaisen betonin osavarmuusluvun voi poimia taulukosta 2.3 [8][9].

Taulukko 2.3 *Betonin osavarmuusluvut [9].*

Mitoitusilanne	γ_c
Normaali	1,5
Normaali (RakMK rakenneluokka 1)	1,35
Onnettomuus	1,2

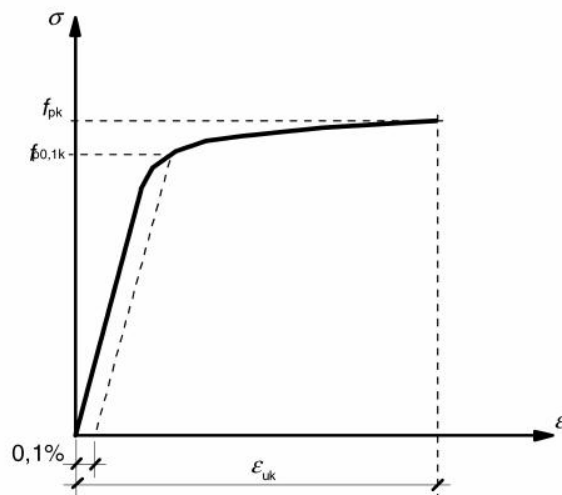
2.4 Jänneteräs

Jälkijännitettyjen betonirakenteiden jänneteräkset ovat Suomessa pääosin jännepunoksia. Jännitystankoja ja jännityslankoja käytetään harvoin Suomessa. Jännepunokset valmistetaan 2-27 kylmävedetystä langasta, jotka punotaan toistensa ympärille. Tavallisin jännepunostyyppi sisältää seitsemän lankaa [8].

Jänneterästen ominaisuudet esitetään standardissa EN 10138 tai eurooppalaisessa teknisessä hyväksynnässä.

2.4.1 Lujuusominaisuudet

Jännepunoksille määritellään kaksi lujuutta. Vetolujuus f_{pk} ja 0,1-raja $f_{p0,1k}$, joka kuvaa lujuusrajaa joka aiheuttaa jännepunokseen 0,1 % pysyvän muodonmuutoksen. Jänneteräksille määritellään myös murtovenymä ϵ_{uk} . Nämä ominaisuudet on esitetty kuvassa 2.4 [8].



Kuva 2.4 Tyypillisen jänneteräksen jännitys-venymäyhteyden kuvaaja [8].

Standardin EN 10138 mukaisia 7-lankaisten jännepunosten lujuus- ja poikkileikkausominaisuuksia on esitetty taulukossa 2.4.

Taulukko 2.4 7-lankaisten jännepunosten lujuus- ja poikkileikkausominaisuuksia [10][11].

Teräksen tunnus	d [mm]	A _p [mm ²]	f _{pk} [MPa]	f _{p0,1k} [MPa]
Y1770S7	15,3	140,0	1770	1520
	15,7	150,0	1770	1520
Y1860S7	12,5	93,0	1860	1600
	12,9	100,0	1860	1600
	15,2	139,0	1860	1600
	15,7	150,0	1860	1600

Lujuuden mitoitusarvo jännepunokselle lasketaan kaavalla 2.40 [8].

$$f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s, \quad (2.40)$$

missä

γ_s on jänneteräksen osavarmuusluku.

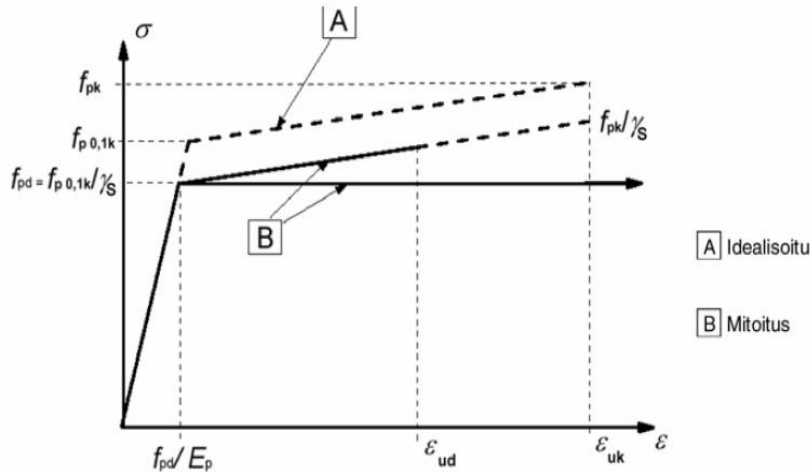
Jänneteräksen osavarmuusluvun arvoon vaikuttaa betonin osavarmuusluvun tapaan mitoitus tilanne. Suomen kansallisen liitteen mukaan osavarmuusluvun voi pienentää normaalitilanteessa arvoon 1,1, jos rakenneosan voidaan katsoa kuuluvan vanhaan RakMK B4 mukaiseen rakenneluokkaan 1. Jänneteräksen osavarmuusluvun voi poimia taulukosta 2.5 [8][9].

Taulukko 2.5 Jänneterästen osavarmuusluvut [9].

Mitoitus tilanne	γ_s
Normaali	1,15
Normaali (RakMK rakenneluokka 1)	1,1
Onnettomuus	1,0

2.4.2 Jännitys-muodonmuutos

Mitoitettaessa poikkileikkauksia voidaan punosten jännitys-venymäyhteyden mallina käyttää jompaakumpaa kuvan 2.5 kuvaajista, joissa jännitys nousee venymän sallittuun ylärajaan $\epsilon_{ud} = 2 \%$ saakka. Eurokoodi suosittelee käyttämään alempaa mitoituskuvaajaa, sillä ylempi kuvaaja on todellista pienempää murtovenymää ϵ_{uk} käytettäessä epävarmalla puolella. Mitoituskuvaajat ovat kuvasta 2.4 idealisoidun yksinkertaisemman jännitys-venymämalliin perustuvia [8][9].



Kuva 2.5 Idealisoitu jänneteräksen jännitys-venymäyhteyden kuvaaja ja mitoituskuvaajat [8].

Jännepunosten todellinen kimmokerroin E_p vaihtelee välillä 195–210 GPa. Mitoituksessa punosten kimmokertoimen E_p mitoitusarvoksi voidaan olettaa 195 GPa. Keskimääräisen tiheyden arvona voidaan käyttää arvoa 7850 kg/m^3 [8].

2.4.3 Relaksaatio

Jänneterästen relaksaatio tarkoittaa jännityksen pienenemistä ajan kuluessa, vaikka venymä pysyy vakiona. Jänneteräkset jännitetäänkin ensin tiettyyn alkujännitystilaan, jossa niiden annetaan olla tietty aika ennen jännevoiman siirtoa. Jännevoiman siirrossa siirtyy muun muassa relaksaation takia alkujännitystä pienempi voima. Normaalilämpötiloissa (20°C) jännityksen relaksaatiohäviön $\Delta\sigma_{pr}$ suuruus Suomessa käytettäville pienen relaksaation jännteille voidaan laskea kaavalla 2.41 [1][8].

$$\Delta\sigma_{pr} = 0,66\sigma_{pi}\rho_{1000}e^{9,1\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)}10^{-5}, \quad (2.41)$$

missä

σ_{pi} on jännittämishetkellä vallitsevan jännityksen itseisarvo,

t on aika tunneissa. Pitkäaikaisarvoja laskettaessa käytetään arvoa $t = 500\,000$ tuntia.

$\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$, missä f_{pk} on jänneteräksen vetolujuuden ominaisarvo ja

ρ_{1000} on suhteellinen relaksaatio (%) normaalilämpötiloissa, kun $t = 1000$ tuntia.

Suomessa käytettävät langat ja punokset kuuluvat relaksaatioluokkaan 2, joille eurokoodi ilmoittaa ρ_{1000} arvoksi arvon 2,5 %. Suunnittelussa käytettävä relaksaatiohäviön

voidaan olettaa olevan $3 \cdot \rho_{1000}$, jos tarkempaa tietoa ei ole saatavilla. Vaihtoehtoisesti suhteellisen relaksaation arvo voidaan poimia koetodistuksista [1][11].

2.5 Jännitysrajatila

Jännitettyyn betonirakenteeseen syntyy jännitystiloja ja niitä tulee rakennetta mitoitettaessa rajoittaa käyttörajatilassa asettamalla niille sallitut jännitykset. Tavanomaisessa mitoituksessa rajoitetaan jännitystilat jännevoiman siirron hetkellä ja loppuvaiheessa. Jännevoiman siirron hetkellä jännevoimassa ei ole vielä tapahtunut jännityshäviöitä ja rakennetta kuormittaa rakenteen oma paino. Jännevoiman siirron hetkellä betonin lujuus ei ole myöskään loppuun asti kehittynyt. Jotta täysi jännitysvoima voidaan siirtää rakenteelle, on betonin saavutettava 80 % nimellislouheudesta [1][8].

Jännitetty rakenne on loppuvaiheessa, kun se on otettu käyttöön ja sitä rasittaa oman painon lisäksi muu pysyvä kuorma ja kaikki muuttuvat kuormitukset. Lopputilanteessa kaikki jännityshäviöt ovat tapahtuneet, ja betoni on kehittynyt nimellislouheuteensa [8].

Jännevoiman siirron hetkellä suurin sallittu puristusjännitys betonille saadaan kaavalla 2.42 ja suurin sallittu vetojännitys vastaavasti kaavalla 2.43.

$$\sigma_{c0} \leq 0,6f_{ck}(t) , \quad (2.42)$$

$$\sigma_{t0} \leq f_{ctm}(t) , \quad (2.43)$$

missä

σ_{c0} on betonin suurin sallittu puristusjännitys jännevoiman siirron hetkellä,

$f_{ck}(t)$ on betonin puristuslujuus hetkellä t ja

$f_{ctm}(t)$ on betonin vetolujuuden keskiarvo hetkellä t [8].

Lopputilanteen sallittu puristusjännitys voidaan rajoittaa kaavan 2.44 mukaiseen arvoon, kun viruman epälineaarisuutta ei haluta ottaa laskelmissa huomioon.

$$\sigma_c \leq 0,45f_{ck}(t) . \quad (2.44)$$

Rajoittamalla betonin vetojännitys kaavan 2.45 mukaisesti rakenteen loppuvaiheessa, voidaan rakenne olettaa halkeilemattomaksi, sillä betonin vetojännitykset eivät missään vaiheessa ylitä betonin keskimääräisen vetolujuuden arvoa. Halkeilusta lisää kohdassa 2.9.2.

$$\sigma_t \leq f_{ctm} . \quad (2.45)$$

Jänneterästen suurimmat sallitut jännitykset jännevoiman siirron hetkellä voidaan laskea kaavalla 2.46.

$$\sigma_{p0,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8f_{pk} \\ 0,9f_{p0,1k} \end{array} \right. , \quad (2.46)$$

missä

$\sigma_{p,max}$ on janteen suurin sallittu jännitys jännevoiman siirron hetkellä,

f_{pk} on jänneteräksen vetolujuus ja

$f_{p0,1k}$ on jänneteräksen 0,1-raja [8].

Jos jännittämisessä käytettävän tunkin voimaa voidaan mitata ± 5 % tarkkuudella, voidaan jänneteräkset ylijännittää ja suurimman jännityksen arvona voidaan käyttää arvoa $0,95f_{p0,1k}$ [8].

Jännettä kuormittava voima P_{max} saa olla jännittämisen aikana enintään kaavan 2.47 mukainen.

$$P_{max} = A_p \sigma_{p0,max} , \quad (2.47)$$

missä

A_p on janteen pinta-ala [8].

Välittömien jännityshäviöiden jälkeen jänneterästen suurimmat sallitut jännitykset voidaan määrittää kaavalla 2.48.

$$\sigma_{p,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,75f_{pk} \\ 0,85f_{p0,1k} \end{array} \right. . \quad (2.48)$$

Suurin sallittu alkujännevoima välittömien jännityshäviöiden jälkeen voidaan määrittää edelleen kaavalla 2.49.

$$P_{m0} = A_p \sigma_{p,max} . \quad (2.49)$$

Jännitysrajan toteutumista voidaan tarkastella jännitysepäyhtälöiden avulla missä kohtaa rakennetta tahansa. Jännitysepäyhtälöt ovat esitetty kaavoissa 2.50–2.53 [2][3].

$$-\frac{P_0}{A} + \frac{P_0 e}{W_y} - \frac{M_g}{W_y} \leq \sigma_{t0} , \quad (2.50)$$

$$-\frac{P_0}{A} - \frac{P_0 e}{W_a} + \frac{M_g}{W_a} \geq -\sigma_{c0} , \quad (2.51)$$

$$-\frac{P}{A} + \frac{Pe}{W_y} - \frac{M_p}{W_y} \geq -\sigma_c, \quad (2.52)$$

$$-\frac{P}{A} - \frac{Pe}{W_a} + \frac{M_o}{W_a} \leq \sigma_t, \quad (2.53)$$

missä

M_g on rakenteen omasta painosta aiheutuva taivutusmomentti,

M_o on ominaiskuormitusyhdistelmästä aiheutuva taivutusmomentti,

M_p on pitkäaikaikuormista aiheutuva taivutusmomentti,

P_o on jännevoima välittömien jännityshäviöiden jälkeen,

P on jännevoima kaikkien jännityshäviöiden jälkeen,

e on jännevoiman etäisyys neutraaliakselista,

A on poikkileikkauksen pinta-ala tarkasteltavassa kohdassa,

W_a on taivutusvastus alareunan suhteen tarkasteltavassa kohdassa,

W_y on rakenteen taivutusvastus yläreunan suhteen tarkasteltavassa kohdassa.

2.6 Jännityshäviöt

Jännityshäviöt ovat eri syistä johtuvia jännitettyyn rakenteeseen ladattuun teräsjännitykseen ajan myötä tapahtuvia heikkenemiä. Jännityshäviöitä aiheutuu rakenteen muodonmuutostilasta, betonin ominaisuuksista ja jänneterästen ominaisuuksista [3].

Mitoitettaessa ankkurijännerakenteita jännityshäviöt ovat oleellisessa roolissa koko rakenteen toiminnan kannalta. Kun jännepunokset jännitetään, janteen maksimivoimasta on vähennettävä välittömät ja pitkäaikaiset jännityshäviöt, jotta saadaan lopputilanteessa vaikuttava jännevoima. Jännitystavasta riippumatta kokonaisjännityshäviöt ovat yleensä 10–25% suuruisia [1].

2.6.1 Välittömät jännityshäviöt

Välittömät jännityshäviöt ovat jännitystyön aikana ja välittömästi jännityksen siirron jälkeen aiheutuvat jännityksen häviöt. Ankkurijännerakenteen välittömiä jännityshäviöitä ovat betonin kimmoisen kokoonpuristuminen, kitkahäviöt ja ankkuroinnin tartunnan liukuma eli lukitushäviö [1][3][8].

Betonin kimmoisen puristuminen otetaan huomioon jänteiden epätasaisessa jännittämisessä ja jännittämisjärjestyksessä. Ankkurijännerakenteita jännitettäessä onkin tavalista jännittää jänteet useammassa vaiheessa, jolloin lopputulokseksi mahdollistetaan tasainen jännevoima koko rakenteeseen. Betonin kimmoisen puristumisen aiheuttama keskimääräinen häviö kussakin jänneteräksessä voidaan laskea kaavalla 2.54 [8].

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \sum \left(\frac{j \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right), \quad (2.54)$$

missä

$\Delta \sigma_c(t)$ on jännityksen muutos jänneterästen painopisteessä ajanhetkellä t .

j on kerroin, jonka arvo on

- 1, kun pysyvien kuormien aiheuttamia muutoksia tarkastellaan jännittämisen jälkeen.
- $\frac{n-1}{2n}$, missä n on peräkkäin jännitettyjen samanlaisten jänneterästen lukumäärä.

Kitkahäviöitä aiheuttaa jänteiden ja niiden suojaputkien välillä. Jännepunosten kaarevuus vaikuttaa huomattavan paljon kitkahäviöiden suuruuteen. Kitkahäviöt voidaan laskea kaavalla 2.55 [8].

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{max} (1 - e^{-\mu(\theta + kx)}) , \quad (2.55)$$

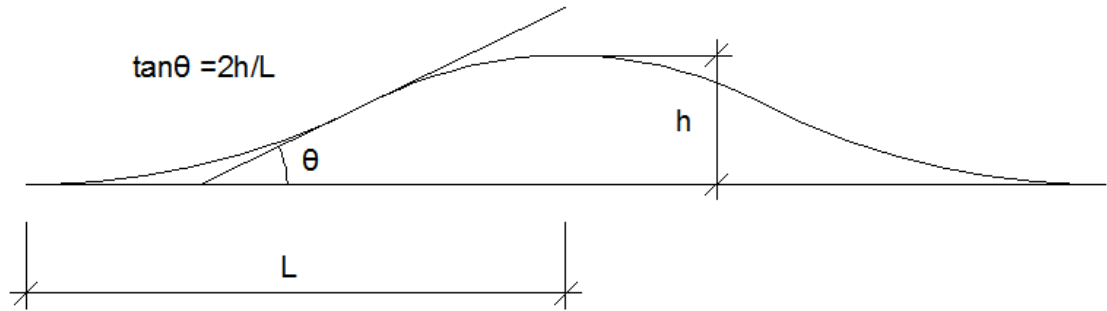
missä

x on tarkastelu pisteen etäisyys aktiiviankkurista, jossa jännevoima on P_{max} jännitettäessä,

μ on suojaputken ja jänneteräksen välinen kitkakerroin, joka esitetään asianomaisessa eurooppalaisessa teknisessä hyväksynnässä,

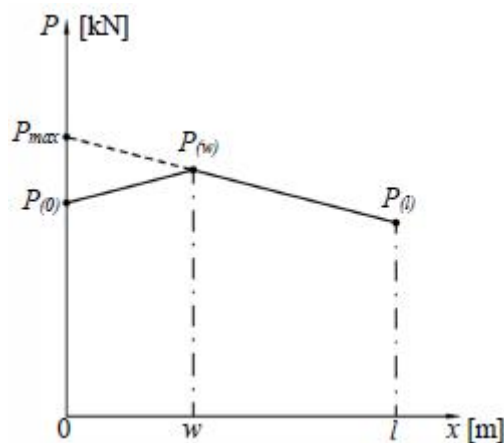
k on aaltoisuusluku, joka esitetään asianomaisessa eurooppalaisessa teknisessä hyväksynnässä. Aaltoisuusluvut ovat yleensä välillä $0,005 < k < 0,01$ metriä kohti ja

θ on jänteen kulmamuutosten summa etäisyydellä x aktiiviankkurista [rad]. Kuvassa 2.6 on havainnollistettu kulmamuutoksen laskentaa [8].



Kuva 2.6 Punoskulun kulmat [12].

Ankkuroinnin liukuma on riippuvainen käytetystä ankkurityypistä. Jännevoima lukitaan ankkurikappaleisiin kiilojen avulla ja liukumalla tarkoitetaan näiden kiilojen siirtymää. Ankkurointikappaleessa syntyvä liukuma Δ ilmoitetaan kunkin jännittämismenetelmän käyttöselosteessa. Kitka pienentää liukuman aiheuttamaa häviötä etäämmälle aktiiviankkurista mentäessä. Kuvassa 2.7 on esitetty jännevoima ankkurointiliukuman jälkeen [13].



Kuva 2.7 Jännevoima ankkurointiliukuman jälkeen etäisyyden x funktiona [13].

Ankkuroinnin liukuman aiheuttama jännevoiman muutos aktiivipäässä lasketaan kaavalla 2.56.

$$\Delta P_{sl}(0) = P_{max} - P_0 = 2 \cdot \Delta p \cdot w, \quad (2.56)$$

missä

$\Delta P_{sl}(0)$ on ankkuroinnin liukumasta aiheutuva jännevoiman muutos aktiivipäässä,

P_{max} on jännittämisvoima aktiiviankkurissa ennen lukitusta,

P_0 on jännevoima aktiivipäässä,

w on ankkurointiliukuman vaikutuspituus, joka lasketaan kaavalla 2.57 ja

Δp on jännitysvoiman muutos punoksen pituutta kohden, joka lasketaan kaavalla 2.58.

$$w = \sqrt{\frac{\Delta \cdot E_p \cdot A_p}{\Delta p}}, \quad (2.57)$$

$$\Delta p = \frac{P_{max} - P_L}{L}, \quad (2.58)$$

missä

Δ on ankkuroinnin liukuma,

P_L on jännitysvoima passiiviankkurissa, joka voidaan laskea kaavalla 2.59 ja

L on jännepunoksen kokonaispituus [8].

$$P_L = P_{max} - \Delta P_\mu(x). \quad (2.59)$$

Keskimääräinen jännevoima P_{m0} ankkurointiliukuman jälkeen lasketaan kaavalla 2.60.

$$P_{m0} = \frac{\frac{P_0 + P_w}{2}w + \frac{P_w + P_L}{2}(L - w)}{L}, \quad (2.60)$$

missä

P_w on jännevoiman maksimiarvo ankkurointiliukuman ulottuman kohdalla lukituksen jälkeen ja se lasketaan kaavalla 2.61.

$$P_w = P_{max} - \frac{1}{2} \Delta P_{sl}. \quad (2.61)$$

Välittömien jännityshäviöiden jälkeen vaikuttava alkujännevoima $P_{m0}(x)$ etäisyydellä x jänteen aktiivipäästä saadaan kaavalla 2.62.

$$P_{m0}(x) = P_{max} - \Delta P_i(x), \quad (2.62)$$

missä

P_{max} on jännittämishetkellä vaikuttava voima ja

$\Delta P_i(x)$ on kaikkien välittömien jännityshäviöiden aiheuttama jännevoiman muutos [8].

2.6.2 Pitkäaikaiset jännityshäviöt

Pitkäaikaisia jännityshäviöitä eli ajasta riippuvia jännityshäviöitä aiheuttavat betonin viruma, kutistuma ja jänneterästen relaksaatio. Betonin viruma ja kutistuma on käsitelty edellä kohdassa 2.3.4 ja 2.3.5. Relaksaatio on käsitelty kohdassa 2.4.3.

Pitkääikaisten jännityshäviöiden aiheuttama jännevoiman muutoksen yhteisvaikutus voidaan laskea kaavalla 2.63 [1][8].

$$\Delta P_{c+s+r}(x) = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p A_p}{E_{cm} A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}, \quad (2.63)$$

missä

$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ on pitkäaikaisten häviöiden aiheuttama jännityksen muutos kohdassa x ajanhetkellä t,

ε_{cs} on kutistuman itseisarvo,

E_p on jänneteräksen kimmokerroin,

E_{cm} on betonin kimmokerroin,

$\Delta \sigma_{pr}$ on relaksaatiosta aiheutuva jännityshäviö jännitykselle $\sigma_{c,QP}$, kohdassa x hetkellä t,

$\varphi(t, t_0)$ on virumaluku,

$\sigma_{c,QP}$ on alkujännevoiman ja jännityshetkellä vaikuttavien pitkäaikaiskuormien aiheuttama jännitys jännepunosten korkeusasemassa,

A_p on jänneterästen yhteispinta-ala,

A_c on betonin poikkileikkausala,

I_c on betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti ja

z_{cp} on betonin poikkileikkauksen painopisteen etäisyys jänneterästen painopisteestä [8].

Kaavassa 2.65 käytetään tartunnattomille jänteille jännitysten keskimääräisiä arvoja. Puristusjännitykset ja vastaavat muodonmuutokset sijoitetaan kaavaan käyttämällä niissä positiivisia etumerkkejä [8].

Välittömien ja pitkäaikaisten jännityshäviöiden jälkeinen jännevoiman keskimääräinen arvo voidaan laskea kaavalla 2.64.

$$P_{m,t}(x) = P_{m0}(x) - \Delta P_{c+s+r}(x), \quad (2.64)$$

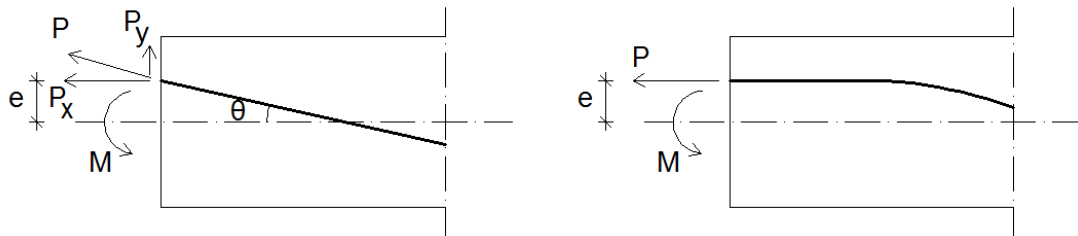
missä

$P_{m0}(x)$ on alkujännevoima kohdassa x [8].

2.7 Ekvivalentit kuormat ja kuormien tasapainotus

Jännitetyn rakenteen toiminta perustuu jännitysvoimiin ja jänneteräksen aaltoisuuden aiheuttamiin ulkoisia kuormia vähentäviin ekvivalentteihin kuormiin. Kaareva ankkuri-jänne pyrkii suoristumaan, kun sitä jännitetään. Jänteen suoristuminen estetään jännettä ympäröivän betonin avulla. Jänteestä betoniin kohdistuvia rasituksia kutsutaan ekvivalenteiksi kuormiksi. Ekvivalentit kuormitukset pyritään tasapainottamaan ulkoisiin kuormiin nähden [1][3][14].

Rakenteen päissä ekvivalentin kuorman muodostaa päätymomentti P_e sekä jännitysvoiman P vaaka- ja pystykomponentit. Päätymomentin suuruus rakenteen päissä riippuu jänteen epäkeskisyyden lisäksi sen lähtökulmasta. Kuvassa 2.8 on esitetty rakenteen päässä vaikuttavat ekvivalentit kuormat.



Kuva 2.8 Rakenteen pään ekvivalentit kuormitukset [3].

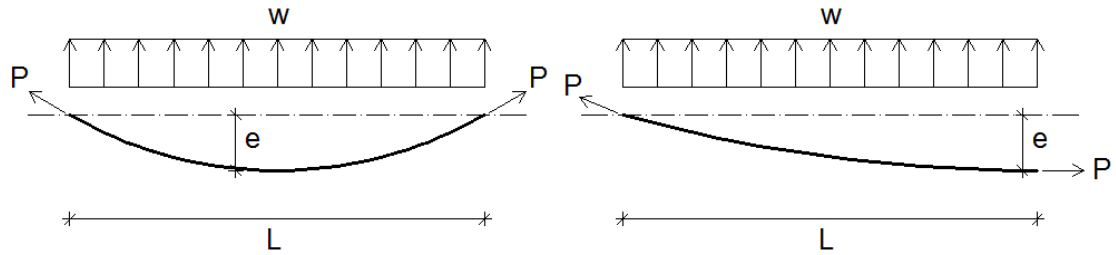
Muulla kuin rakenteen päissä jänteen kaarevuus aiheuttaa tasaisen vertikaalin ohjauskuorman w , jonka suuruus lasketaan kaavalla 2.65 [1][2].

$$w = \frac{P}{\rho}, \quad (2.65)$$

missä P on jännevoima ja ρ on jänteen kaarevuussäde. Paraabelin muotoisen kaarevuussäteen voi laskea kaavalla 2.66. Osaparaabelin muotoisen kaarevuussäteen voi laskea vastaavasti kaavalla 2.67. Kuvassa 2.9 on esitetty paraabelin ja osaparaabelin muotoisten jänteiden aiheuttamat ohjauskuormat [1][3][14].

$$\rho_{\text{paraabeli}} = \frac{L^2}{8e}, \quad (2.66)$$

$$\rho_{\text{osaparaabeli}} = \frac{L^2}{2e}, \quad (2.67)$$



Kuva 2.9 Kaarevien jänneiden aiheuttamat ohjauskuormat [3].

Pienin sallittu kaarevuussäde ilmoitetaan yleisesti hyväksytyissä eurooppalaisissa jännemenetelmien käyttöselosteissa ja sen suuruudeksi on asetettu tavallisesti 2,5m [1].

2.8 Jatkuvien rakenteiden pakkomomentit

Jännevoimasta aiheutuu rakenteeseen aksiaalivaikutuksesta ja taivutuksesta johtuvia siirtymiä ja käyristymän. Staattisesti määrättyssä rakenteessa siirtymät voivat kehittyä vapaasti, mutta staattisesti määräämättömässä rakenteessa tukireaktiot rajoittavat siirtymien muodostumista ja niistä aiheutuu rakenteeseen pakkomomentteja. Pakkomomentit muuttavat jännevoiman epäkeskisyyden vaikutuksia ja ne on otettava huomioon jatkuvien rakenteiden tarkasteluissa [1][3][14].

Esimerkiksi kaksiaukkoisella palkilla, jossa on suorat jänneet, keskituen pakkomomentin aiheutuminen voidaan esittää ottamalla siitä keskituen pois. Kun keskitukea ei ole, syntyy jännevoimasta P ylöspäin suuntautuva taipuma w_p .

$$w_p = \frac{-Pe(2L)^2}{8EI}. \quad (2.68)$$

Taipumaa vastustaa todellisuudessa kuitenkin keskituen tukireaktio R_B , jonka aiheuttama vastakkaissuuntainen taipuma on oltava yhtä suuri kuin jännevoiman aiheuttaman taipuman, sillä taipuman on oltava keskituella nolla.

$$w_{R_B} = \frac{R_B(2L)^3}{48EI}, \quad (2.69)$$

$$w_p + w_{R_B} = \frac{-Pe(2L)^2}{8EI} + \frac{R_B(2L)^3}{48EI} = 0. \quad (2.70)$$

Yhtälöstä 2.72 voidaan ratkaista jännevoiman aiheuttama keskituen tukireaktio R_B .

$$R_B = \frac{3Pe}{L}. \quad (2.71)$$

Tukireaktio R_B on jännevoiman aiheuttama pakkovoima, josta aiheutuvaksi pakkomomentiksi saadaan lopulta $R_B L/2$ [1].

Pakkovoimia voidaan vähentää tai hävittää kokonaan sijoittamalla jänne niin että jännegeometrian aiheuttamat ekvivalentit kuormat poistavat pakkovoimien vaikutukset [1][3][14].

Pakkomomentti voidaan ajatella ekvivalenttien kuormien aiheuttaman momentin ja todellisen jännevoiman epäkeskisyyden aiheuttaman momentin erotukseksi. Yksinkertaisin tapa huomioida pakkovoimat rakenteessa, on lisätä jännegeometrian mukaiset ekvivalentit kuormat muiden palkkia rasittavien kuormien joukkoon ja käyttämällä niiden yhteisvaikutuksen mukaisia momenttikuvauksia. Näin tehtäessä jännevoimaa tulisi mitoitusvaiheessa käsitellä keskeisenä. Jännevoima voidaan kuitenkin siirtää vaikuttamaan jänneiden tasolle, jos siirrosta aiheutuva momentti P_e lisätään mitoittavaan momenttiin [12][14][15].

2.9 Mitoitus käyttörajatilassa

2.9.1 Taipuma

Jännitetyissä betonirakenteissa taipumien itseisarvot ovat tavallisissa betonirakenteista tuleviin taipumiin verrattuna pienempiä ja eivät tavallisesti ole määrääviä rakenteen mitoituksessa. Usein pelkästään pysyvien kuormien aiheuttaessa negatiivista taipumaa, rakenne on taipunut ylöspäin jännitysvoimista aiheutuvan positiivisen taipuman takia. Lyhytaikaisten kuormien sekä betonin kutistuman ja terästen viruman vaikutuksesta rakenteen alaspäin suuntautuvaa taipumaa saattaa esiintyä. Jännebetonirakenne jaetaan kolmeen taipumarajatilaan, joita tulee tarkastella erikseen. Taipumarajatilat ovat alkutilan kohouma, lopputilan taipuma pitkäaikaiskuormituksessa sekä lopputilan suurin taipuma [16].

Taipuman mitoituksen lähtökohtana on eurokoodissa määritetyt taipumarajat. Rakenteen taipuma ei saa ylittää missään taipumarajatilassa arvoa:

- $L/250$, kun pitkäaikaiskuormien vaikuttaessa rakenteen liiallisesta taipumasta ei voi aiheutua vahinkoa muille rakenteille.
- $L/500$, kun pitkäaikaiskuormien vaikuttaessa muille rakenteille voi aiheutua vahinkoa liiallisesta taipumasta [3][8].

Momentista aiheutuva kaarevuus lasketaan kaavalla 2.72.

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{\alpha}, \quad (2.72)$$

missä

M on kuormittava momentti

α on taivutusjäykkyys, joka määritetään erikseen halkeilemattomalle tai halkeilleelle poikkileikkaukselle [16].

Mikäli rakenteen poikkileikkaus voidaan olettaa halkeilemattomaksi, poikkileikkauksen taivutusjäykkyys α_I lasketaan yksinkertaisesti kimmokertoimen ja jäyhyysmomentin tulona kaavalla 2.73. Halkeilemattomaksi poikkileikkaus voidaan todeta, mikäli rakenteen suurin vetojännitys pysyy betonin vetolujuutta pienempänä ja rakenteen jännitysrajoitilat on määritelty sen mukaisesti. Tässä työssä käsitellään vain halkeilemattomia poikkileikkauksia.

$$\alpha_I = E_{cm} I, \quad (2.73)$$

missä

E_{cm} on betonin kimmokerroin ja

I on poikkileikkauksen jäyhyysmomentti [8].

Viruman aiheuttama taipuma otetaan huomioon kuormien ja jännevoiman aiheuttamien taipumien laskennan yhteydessä käyttämällä betonille pienennettyä tehollista kimmokerrointa. Tehollinen kimmokerroin lasketaan kaavalla 2.74.

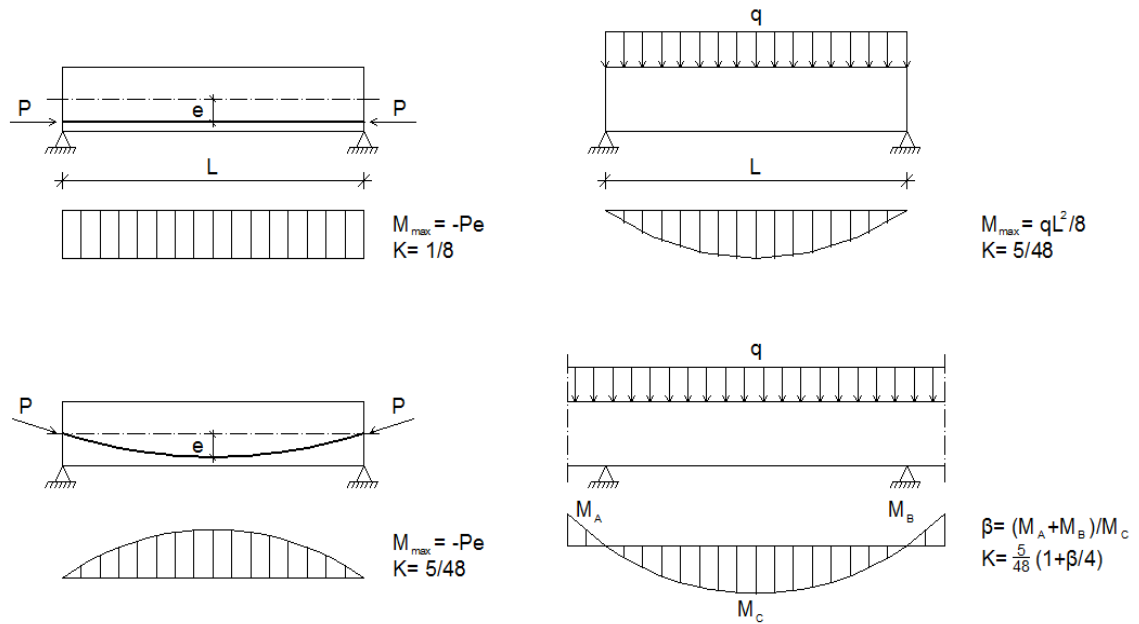
$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{1+\varphi(\infty, t_0)} = \frac{1,05 E_{cm}}{1+\varphi(\infty, t_0)}, \quad (2.74)$$

missä

$\varphi(\infty, t_0)$ on virumaluku ja

E_{cm} on betonin kimmokerroin [8].

Taipuman laskennassa on otettava huomioon kuormitustyyppistä ja sen taivutusmomenttikuvioista määräytyvä taipumakerroin K . Taipumakertoimen arvoja eri taivutusmomenttityypeille voidaan poimia kuvasta 2.10 [16].



Kuva 2.10 Taipumakertoimen K arvoja eri taivutusmomenttipinnoille [16].

Kokonaistaipuma w määritetään lopulta laskemalla yhteen jännevoimasta, kuormituksesta ja pitkäaikaismuodonmuutoksista johtuvat taipumat kaavalla 2.75.

$$w = l^2 \left(\sum K_p \frac{1}{r_p} + \sum K_M \frac{1}{r_M} + K_{cs} \frac{1}{r_{cs}} \right), \quad (2.75)$$

missä

l on rakenteen jännemitta,

K_i on taipumakerroin ja

$1/r_i$ on kaarevuus [8].

2.9.2 Halkeilu

Halkeamia syntyy aina, kun vetojännitys rakenteessa ylittää betonin vetolujuuden. Vetojännityksiä voi rakenteeseen aiheuttaa jokin sisäinen pakkovoima tai ulkoinen kuormitus. Halkeilua rakenteessa tulee rajoittaa siten, ettei se vaikuta haitallisesti rakenteen toimivuuteen, säilyvyyteen tai ulkonäköön. Halkeilutarkastelu voidaan jakaa kolmeen halkeilurajatilaan: vetojännityksettömään tilaan, halkeilun muodostumisrajatilaan ja halkeamaleveyden rajatilaan [1].

Halkeilun muodostumisrajatilassa kuormituksesta aiheutuvaa taivutusmomenttia verrataan halkeilukapasiteetin M_{cr} arvoon. Taivutusmomentin on oltava halkeilukapasiteetin arvoa pienempi. Halkeilukapasiteetin arvo saadaan kaavasta 2.76.

$$M_{cr} = \left(f_{ctm} + \frac{P_{\infty}}{A_c} + \frac{P_{\infty} e}{W_{ce}} \right) W_{ce} , \quad (2.76)$$

missä

f_{ctm} on betonin keskimääräinen vetolujuus [1][2].

Jos halkeilun rajoittamista vaaditaan, tulee tartunnallista raudoitusta olla vähintään tietty määrä halkeamien rajoittamiseksi alueilla, joissa voi esiintyä vetoa. Tämän vähimmäis-raudoitusmäärän voi laskea standardin EN 1992-1-1 kohdassa 7.3.2 esitettyllä menetelmällä. Vähimmäisraudoitusta ei kuitenkaan vaadita jännitetyille rakenteille, jos voidaan osoittaa, että pienempi raudoitusmäärä on riittävä tai jos rakenne ominaiskuormien ja jännevoiman ominaisarvon vaikuttaessa on kokonaan puristettuna tai vetojännitys on pienempi kuin betonin vetolujuuden keskiarvo. Rakenne on tällöin vetojännityksettömässä tilassa. Rakenteen jännitysrajatilaa määritettäessä voi lopputilanteen vetojännityksen raja-arvon rajoittaa betonin vetolujuuden arvoon tai jopa nollaan, jolloin vähimmäisraudoitusta ei tarvitse määrittää. Tällä tavalla toimiminen on hyvin yleistä [2][8].

Halkeamaleveyden rajatilaan eli halkeamien leveyksien rajoittamiseen pyritään silloin, kun rakenne ei ole vetojännityksettömässä tilassa ja kuormitus ylittää halkeilukapasiteetin ja halkeamat haittaavat rakenteen toimintaa. Halkeamaleveyden w_k raja-arvoja w_{max} laskennalliseen mitoitukseen löytyy taulukosta 2.6 [8].

Taulukko 2.6 Halkeamaleveyden w_{max} suositusarvot [8].

Rasitusluokka	Teräsbetonirakenteet ja tartunnattomat ankkurijännerakenteet	Tartuntajännerakenteet ja injektoidut ankkurijännerakenteet
	Pitkäaikainen kuormayhdistelmä	Tavallinen kuormayhdistelmä
X0, XC1	0,4	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3		Vetojännityksetön tila

Huom. Rasitusluokkien X0 ja XC1 yhteydessä halkeamaleveydellä ei ole vaikutusta säilyvyyteen, ja tämä raja on asetettu jotta tavallisesti saavutetaan kelvollinen ulkonäkö. Jos ulkonäköehtoja ei aseteta, tätä rajaa voidaan väljentää.

Halkeamaleveys w_k jännitetyssä betonirakenteissa lasketaan kaavalla 2.77.

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) , \quad (2.77)$$

missä

$s_{r,max}$ on suurin halkeamaväli,

ϵ_{sm} on keskimääräinen raudoituksessa vaikuttava venymä ja

ϵ_{cm} on keskimääräinen betonin venymä halkeamien välillä [8].

ϵ_{sm} ja ϵ_{cm} erotus lasketaan kaavalla 2.78.

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (2.78)$$

missä

σ_s on vetoraudoituksen jännitys,

k_t on kerroin, joka on 0,6 lyhytaikaiskuormitukselle ja 0,4 pitkäaikaiskuormitukselle ja

α_e on suhde E_s/E_{cm} .

$f_{ct,eff}$ on betonin vetolujuuden keskiarvo ajankohtana, jolloin halkeamien voidaan aikaisintaan odottaa muodostuvan. Käytännössä $f_{ct,eff} = f_{ctm}$.

$$\rho_{p,eff} = \frac{(A_s + \xi_1 A_p')}{A_{c,eff}}, \quad (2.79)$$

A_s on jännittämättömän raudoituksen ala,

A_p' on ankkurijänteiden ala poikkileikkauksen osapinnalla $A_{c,eff}$.

$A_{c,eff}$ on vetojännityksen alaisen betonipoikkileikkauksen tehollinen pinta-ala $b h_{c,eff}$,

$$h_{c,eff} = \min \begin{cases} 2,5(h - d) \\ (h - x)/3, \\ h/2 \end{cases} \quad (2.80)$$

ξ_1 on muunnettu tartuntalujuuksien suhde, kun otetaan huomioon jänneteräksen ja betoniteräksen erilainen halkaisija. $\xi_1 = \sqrt{\xi \frac{\phi_s}{\phi_p}}$, kun halkeamaleveyttä rajoitetaan vain jänneterästen avulla, muulloin $\xi_1 = \sqrt{\xi \frac{\phi_s}{\phi_p}}$,

missä

ξ on jänneteräksen ja betoniteräksen tartuntalujuuden suhde, joka voidaan poimia taulukosta 2.7.

Taulukko 2.7 Tartuntajänteiden ja betoniterästen tartuntalujuuksien suhteen ξ arvoja [8].

Jänneteräs	ξ		
	Tartuntajänteet	Injektoidut ankkurijänteet	
		C50/60	C70/85
Sileät tangot ja langat	Ei käyttökelpoinen	0,3	0,15
Punokset	0,6	0,5	0,25
Kuviopintaiset langat	0,7	0,6	0,3
Harjatangot	0,8	0,7	0,35
HUOM. Lujuusluokkien C50/60 ja C70/85 välillä voidaan interpoloida lineaarisesti.			

ϕ_s on betoniterästankojen suurin halkaisija ja

ϕ_p on jänneteräksen ekvivalentti halkaisija [8].

Kun vetorausoituksen tankojen jakovälit $\leq 5(c + \phi/2)$, suurin halkeamaväli $s_{r,max}$ voidaan laskea kaavalla 2.81 [8].

$$s_{r,max} = k_3 c + \frac{k_1 k_2 k_4 \phi}{\rho_{p,eff}}, \quad (2.81)$$

missä

ϕ on tangon halkaisija. Kun käytetään halkaisijaltaan erilaisia tankoja, käytetään tangon halkaisijana ekvivalenttia halkaisijaa ϕ_{eq} , joka voidaan laskea kaavalla 2.82. Kaavassa n_i tarkoittaa tankojen määrää, joiden halkaisija on ϕ_i .

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2}, \quad (2.82)$$

c on vetorausoituksen betonipeite ja

k_1 on tartuntaominaisuudet huomioon ottava kerroin. Sen arvo on 0,8, kun tangoilla on hyvä tartunta ja 1,6, kun tankojen pinta on lähes tasainen.

k_2 on venymäjakauman huomioon ottava kerroin. Sen arvo on 0,5 taivutukselle ja 1,0 pelkälle vedolle.

$k_3 = 3,4$ ja

$k_4 = 0,425$ [8].

Jos vetorausoituksen tankojen jakovälit ovat $> 5(c + \phi/2)$ tai vetovyöhykkeessä ei ole tartunnallista raudoitusta, voidaan suurin halkeamaväli laskea kaavalla 2.83.

$$s_{r,max} = 1,3(h - x) , \quad (2.83)$$

missä

h on rakenteen korkeus ja

x on rakenteen puristuspinnan korkeus [8].

2.10 Mitoitus murtorajatilassa

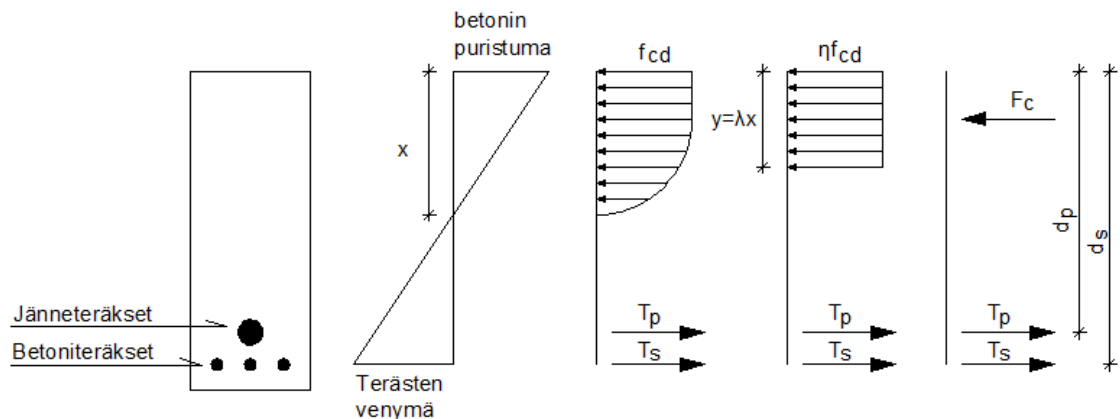
Jännitetyt rakenteet voivat murtua pääasiassa taivutuksen, leikkausvoiman, väännön tai ankkuroinnin pettämisen vaikutuksesta. Ankkuroinnin suunnittelu on käsitelty kohdassa 2.11. Vääntöä ei tarkastella tässä työssä [1][8].

2.10.1 Mitoitus taivutukselle

Ankkurijännerakenne mitoitetaan taivutukselle samalla tavalla kuin kaikki jännitetyt betonirakenteet. Taivutusmitoitusta tehdään murtorajatilassa. Jännebetonirakenteissa taivutusmomenttimitoitukselle pätee mitoitusehto, jonka mukaan poikkileikkauksen momenttikapasiteetin, tulee olla mitoittavaa taivutusmomenttia suurempi tai yhtä suuri [8].

$$M_{Rd} \geq M_d , \quad (2.84)$$

Taivutusmitoitusta perustuu kuvan 2.11 mukaiseen taivutusjännitystilaan. Kuvassa on esitetty taivutusmurtorajatilassa olevan jännebetonirakenteen poikkileikkaus, jännityskuviot sekä jännitysresultantit.



Kuva 2.11 Taivutusmurtorajatilassa oleva jännebetonirakenne. Mukailtu lähteestä [8].

Taivutusmitoituksessa pyritään kuvan 2.11 mukaisilla voimilla voimatasapainoon eli siihen, että betonin puristava voima on yhtä suuri kuin tavallisten ja jänneterästen yhteenlaskettu vetovoima. Voimatasapaino lasketaan kaavalla 2.85.

$$F_c = T_p + T_s , \quad (2.85)$$

missä

F_c on betonia puristava voimaresultantti,

T_p on jännepunosten vetovoima,

T_s betoniterästen vetovoima [8].

Punosten ja terästen vetovoimat lasketaan kaavoilla 2.86 ja 2.87.

$$T_p = \sigma_{p,ULS} A_p , \quad (2.86)$$

$$T_s = \sigma_s A_s , \quad (2.87)$$

missä

$\sigma_{p,ULS}$ on jänneteräksen vetojännitys murtorajatilassa,

A_p on jänneteräksen ala,

σ_s on betoniteräksen vetojännitys,

A_s on betoniteräksen ala [8].

Kun puristava voima F_c tunnetaan, voidaan betonin puristuspinnan korkeus $y=\lambda x$ määrittää kaavalla 2.88.

$$F_c = \eta f_{cd} b \lambda x , \quad (2.88)$$

missä

f_{cd} on betonin mitoituslujuus,

b on rakenteen puristuspinnan leveys [8].

Betonin puristusjännityksen jakautuminen on todellisuudessa kuvan 2.11 kaarevan kuvion mukainen. Jakautumiskuvio voidaan jännitysresultantin laskentaa varten korvata suorakaiteen muotoisella kuviolla, joka on kuvassa 2.11 seuraava oikealla. Suorakaiteen muotoisen jännityskuvion tehollisen korkeuden kertoimen λ sekä tehollisen lujuuden kertoimen η voidaan määrittää kaavoilla 2.89–2.92 [8].

$$\lambda = 0,8 \quad , \text{ kun } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}, \quad (2.89)$$

$$\lambda = 0,8 - \frac{f_{ck}-50}{400} \quad , \text{ kun } 50 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}, \quad (2.90)$$

$$\eta = 1,0 \quad , \text{ kun } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}, \quad (2.91)$$

$$\eta = 1,0 - \frac{f_{ck}-50}{400} \quad , \text{ kun } 50 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} . \quad (2.92)$$

Taivutusmomenttikestävyys voidaan määrittää lopulta voimatasapainon perusteella kaavalla 2.93.

$$M_{Rd} = T_p(d_p - \frac{y}{2}) + T_s(d_s - \frac{y}{2}) , \quad (2.93)$$

missä

d_p on poikkileikkauksen tehollinen korkeus jännepunosten suhteen ja

d_s on poikkileikkauksen tehollinen korkeus betoniterästen suhteen [8].

Tartunnattomissa jänteissä jänne voi liukua rakennetta kuormitettaessa, jolloin jännitystilat pääsevät tasoittumaan ja jänneterästen lisävenymät ovat pieniä. Tartunnattomilla jänteillä jänneterästen jännitys oletetaan vakioksi koko rakenteen pituudella. Tartunnattomien jänneterästen jännitys murtorajatilassa lasketaan kaavalla 2.94.

$$\sigma_{p,ULS} = \sigma_p + \Delta\sigma_{p,ULS} , \quad (2.94)$$

missä

σ_p on jänneteräksen jännitys tarkasteltavalla hetkellä ja

$\Delta\sigma_{p,ULS}$ on jännityksen lisäys murtorajatilassa [8].

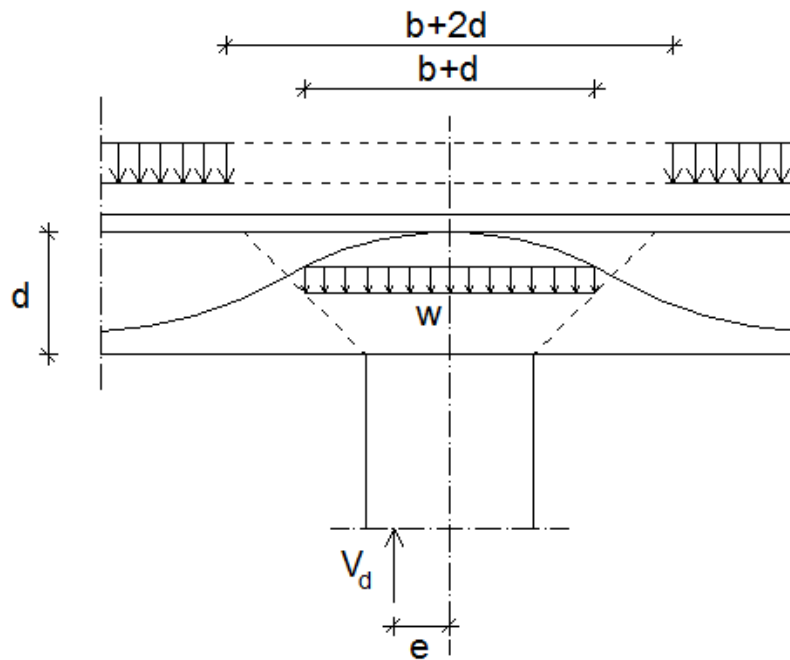
Rakenteissa, joissa käytetään tartunnattomia jänteitä, on otettava huomioon koko rakenneosan pituuden muutos laskettaessa jänneterästen jännityksen lisäystä. Jännityksen lisäyksen $\Delta\sigma_{p,ULS}$ arvona voidaan käyttää Suomen kansallisen liitteen suosituksen mukaista arvoa 50 MPa, mikäli yksityiskohtaisempaa laskelmaa ei haluta tehdä [8][9].

Pysyvästi tartunnattomia jänteitä käytettäessä rakenteessa tulee olla tietty vähimmäisraudoitus taivutushalkeamien ehkäisyä varten. Rauditusmäärä katsotaan riittäväksi kun rakenteen taivutuskestävyys M_{Rd} murtorajatilassa on 1,15 -kertaa suurempi kuin rakenteen halkeilukestävyys M_{cr} . Halkeilukestävyys voidaan laskea kohdan 2.9.2 mukaan [8].

2.10.2 Mitoitus lävistykselle

Jännitetyn pilarilaatan mitoituksessa murtorajatilassa on huomioitava laatan lävistyskestävyys pilareiden kohdalla. Lävistysmitoitusta ei toistaiseksi tehdä eurokoodissa esitetyn ohjeen mukaan, koska ohjeen mukainen laskentamalli antaa ristiriitaisia tuloksia koetuloksiin nähden. Lävistysmitoitus tehdään Rakennusmääräyskokoelman osan B4 mukaan murtorajatilassa [9].

Lävistysvoiman laskennassa ei tarvitse ottaa huomioon kuormia, jotka sijaitsevan tuen reunasta etäisyydellä d olevan piirin sisäpuolella. Lävistysvoimaa pienentävät merkittävästi pilarin kohdalle sijoitettujen kaarevien jänneiden aiheuttamat ohjausvoimat. Kun tarkastellaan laatan lävistymistä, eurokoodin mukaan saadaan laskelmiin ottaa mukaan vain enintään pilarin reunasta etäisyydellä $0,5d$ sijaitsevien jänneterästen pystysuuntaiset ohjausvoimat w . Kuvassa 2.12 on esitetty pilarilaatan lävistysmitoituksessa käytettävät lävistysvoimaan vaikuttavat kuormat [8][17].



Kuva 2.12 Lävistysvoimaan vaikuttavat kuormat. Mukailtu lähteestä [17].

Leikkausraudoittamattoman pilarilaatan lävistyskapasiteetti lasketaan kaavalla 2.95.

$$V_c = k\beta(1 + 50\rho)udf_{ctd}, \quad (2.95)$$

missä

k on betonin tiheyden huomioiva kerroin, jonka arvo on:

- 0,85, kun $\rho_c < 1800 \text{ kg/m}^3$
- 1,0, kun $1800 \text{ kg/m}^3 \leq \rho_c < 2400 \text{ kg/m}^3$
- $1,6-d[\text{m}] \geq 1$, kun $\rho_c \geq 2400 \text{ kg/m}^3$

β on kerroin, joka lasketaan kaavalla 2.96,

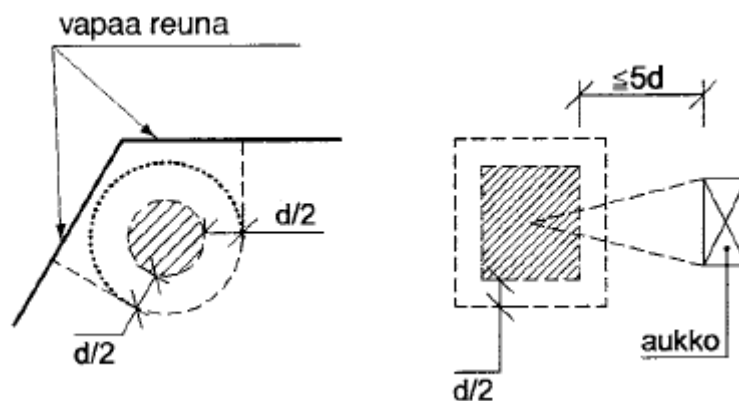
ρ on geometrinen raudoitussuhde, joka lasketaan kaavalla 2.97,

d on laatan yläpinnan terästen tehollinen korkeus ja

u on tuen reunasta etäisyydellä $0,5d$ olevan leikkauksen rajoittama piiri. Lähellä laatan reunaa oleva tuen kuormitetun reunan tapauksessa piiriksi u valitaan pienempi seuraavista:

- tuen reunasta etäisyydellä $0,5d$ olevan leikkauksen rajoittama piiri
- piiri joka saadaan korvaamalla edellisen kohdan mukaisen piirin vapaan reunan puoleiset osat tältä piiriltä vapaille reunoille piirrettyillä normaaleilla kuvan 2.13 mukaisesti [17].

Jos laatussa on reikiä tuen reunasta etäisyydellä $5d$ olevan leikkauksen rajoittamalla alueella, ei piiriin u saa laskea niitä osia, jotka jäävät reikien reunoista tuen keskipisteeseen piirrettyjen suorien väliin kuvan 2.13 mukaisesti [17].



Kuva 2.13 Piirin u määrittäminen laatan reunalla ja reiän läheisyydessä [17].

$$\beta = \frac{0,40}{1 + \frac{1,5e}{\sqrt{A_u}}}, \quad (2.96)$$

missä

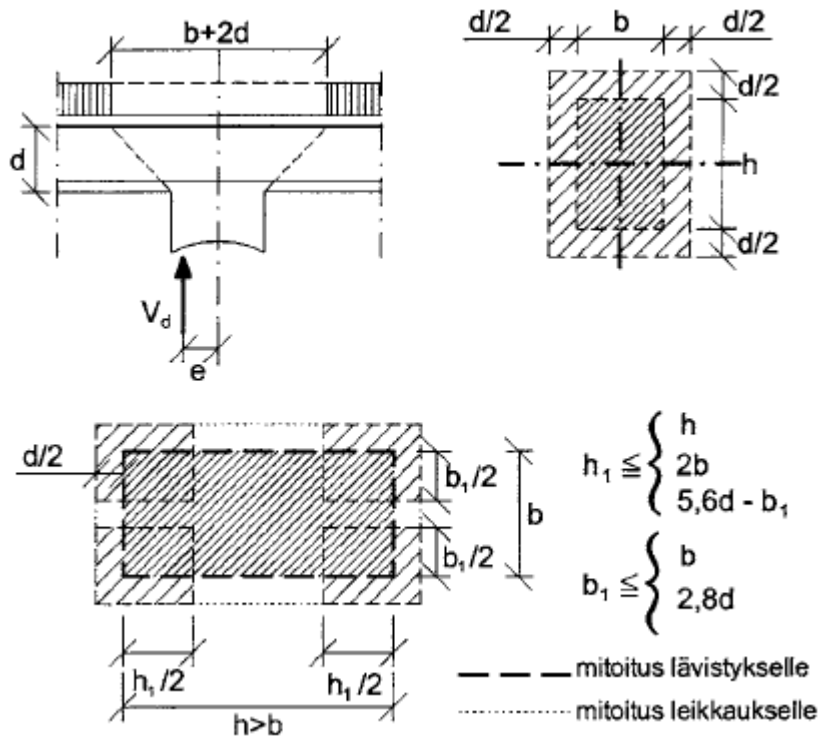
e on lävistävän voiman epäkeskisyys ja

A_u on tuen reunasta etäisyydellä $0,5d$ olevan leikkauksen rajoittama pinta-ala [17].

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} \leq 0,008, \quad (2.97)$$

missä ρ_x ja ρ_y ovat toisiaan vastaan kohtisuorassa suunnassa etäisyydellä $0,5d$ tuen reunasta sijaitsevista poikkileikkauksissa olevat suhteelliset teräspinta-alat (A_s/bd). Vedetyn pinnan raudoitusten tulee olla ankkuroitu mainittujen poikkileikkausten ulkopuolelle [17].

Suurien tukien kohdalla mitoitetaan vain nurkat lävistykselle ja jäljelle jäävä osuus leikkaukselle kuvan 2.14 mukaisesti. Pyöreät tuet, joiden halkaisija $\geq 3,5d$, mitoitetaan myös leikkaukselle. Pilarilaatan lävistysmitoituksessa käytettävä tarkastelumalli on esitetty myös kuvassa 2.14.



Kuva 2.14 Lävistysmitoituksen tarkastelumalli murtorajatilassa [17].

Lävistyskestävyyttä voidaan parantaa lisäämällä leikkausraudoitusta. Leikkausraudoitettu lävistyskapasiteetti lasketaan kaavalla 2.98.

$$(0,25V_c + V_s) \leq 2V_c, \quad (2.98)$$

missä

V_c on pilarilaatan raudoittamaton lävistyskapasiteetti ja V_s on kaavan 2.99 mukainen leikkausraudoituksen lävistyskapasiteetti.

$$V_s = A_{sv} f_{yd} \sin \alpha, \quad (2.99)$$

missä

A_{sv} on leikkausraudoituksen ala,

$f_{yd} \leq 300 \text{ MPa}$ ja

α on laatan tason ja lävistysraudoituksen välinen kulma [17].

Lävistyksen leikkausraudoitukseksi soveltuu umpihaoista tai ylös nostetuista tangoista muodostettava raudoitus. Raudoituksen ja laatan välinen kulma tulee olla vähintään 30° . ja leikkausraudoitus tulee jakaa tasaisesti leikkautuvalle alueelle. Lävistysraudoitteina voidaan käyttää myös Suomessa tuotehyväksytyjä lävistysraudoitustuotteita [17].

2.11 Ankkuroinnin ja jänteiden suunnittelu

2.11.1 Ankkurointi

Ankkuroinnin suunnittelu on ankkurijännerakenteiden toiminnan kannalta keskeistä. Ilman kunnollista ja toimivaa punosten ankkurointia, niiden aiheuttamia vaikutuksia ei voida huomioida laskelmissa. Ankkuroinnin avulla siirretään punoksiin jännitetty jännevoima rakenteeseen. Tartunnattomissa ankkurijännerakenteissa ankkurointi tapahtuu kokonaan ankkurikappaleiden avulla [8].

Ankkurikappaleet ja niihin liittyvät jänteet kuuluvat aina patentoituihin jännemenetelmiin. Hyväksyttyjen käyttöselosteiden mukaiset ankkurit on muotoiltu niin että ankkurikappaleesta syntyy betonin tehokas kolmiakselinen puristusjännitystila, jossa betonin jännitys ankkurivoiman jakaannuttua ei missään ylitä betonin puristuslujuuden mitoitusarvoa [1][2][8].

Ankkurikappaleet aiheuttavat suuria jännityksiä rakenteen päädyissä, minkä takia ankkurointi on suunniteltava huolellisesti. Ankkuroinnin aiheuttamasta paikallisesta puristuksesta syntyy palkin pään alueelle poikittaista vetoa, joka aiheuttaa halkaisuvoiman. Halkaisujännitykset pyritään ankkurikappaleiden läheisyydessä hallitsemaan lisähaituksella. Myös betonin paikallinen puristus ankkurikappaleen takana on tarkistettava. Paikallisen puristuksen mitoittava hetki on jännevoiman laukaisuvaihe, koska silloin jännevoima on suurimmillaan ja betonin lujuus pienimmillään [1][2][8].

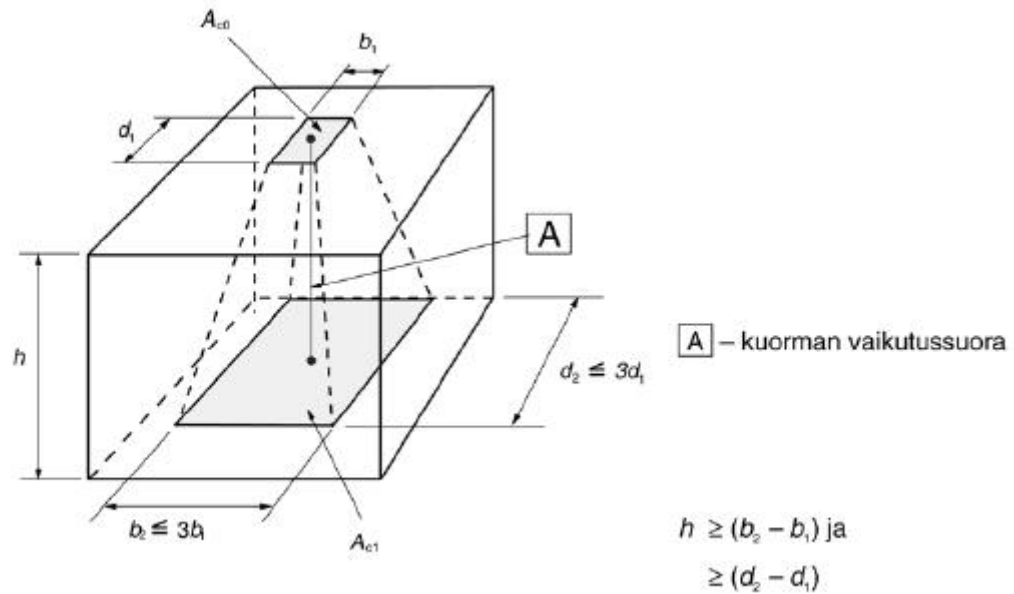
Ankkurin taakse jäävän betonin paikallinen puristuskestävyys F_{Rdu} voidaan laskea kaavalla 2.100.

$$F_{Rdu} = A_{c0} f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3,0 f_{cd} A_{c0} , \quad (2.100)$$

missä

A_{c0} on ankkurikappaleen taakse jäävän kuormitetun pinnan ala ja

A_{c1} on kuorman jakaantumisalueen pinnan ala korkeintaan korkeuden h etäisyydellä ankkurikappaleesta. Kuorma jakaantuu kartiomaisesti kulmassa $33,7^\circ$ kuvan 2.15 mukaisesti, mutta jakaantumispinnan sivumittojen on toteutettava kuvassa esiintyvät ehdot. Jakaantumispintaa ei saa valita niin suureksi, että se limittyy toisen tai useamman muun ankkurin kuorman jakaantumispinnan kanssa. Rakenteen puristuskapasiteetti on pienimmillään usein nurkka-alueen ankkurin kohdalla, sillä siellä jakaantumispinta-ala on pieni verrattuna kuormitettuun pinta-alaan. Jakaantumisalueen keskipiste on oltava vaikutussuoralla, joka kulkee kuormitetun pinnan keskipisteen kautta [1].



Kuva 2.15 Paikallisen puristuksen jakautuminen [1].

Ankkurijännerakenteissa ankkuroinnin halkaisujännityksiä varten on asennettava ank-kureiden ympärille vaaka- ja pystyterästyks. Halkaisuterästyksenä käytetään käytännössä umpihaoitusta ank-kureiden ympärillä. Rakenteen halkaisukapasiteetti on riittävä, jos kaavan 2.101 mukainen ehto toteutuu. Haoituksen mitoittava halkaisuvoima voidaan laskea keskeisen paikallisen puristusvoiman tapauksessa kaavalla 2.102. Halkaisuvoi-matarkastelu tehdään sekä pystysuuntaiselle että vaakasuuntaiselle halkaisuvoimalle [2][11].

$$\frac{1,2P}{A_{c0}} \leq f_{cd} , \quad (2.101)$$

$$T = \frac{1}{4} \left(1 - \frac{h}{D} \right) P , \quad (2.102)$$

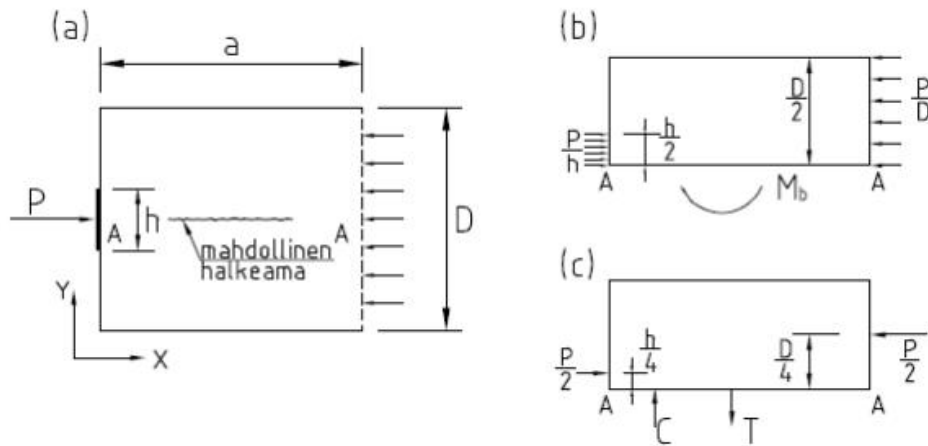
missä

h on kuormitetun pinnan sivumitta tarkasteltavassa suunnassa,

P on puristusvoiman mitoitusarvo ja

D on jakautumispinnan sivumitta tarkasteltavassa suunnassa.

Kaavan 2.101 vastaava vetovoiman arvo on johdettu kuvan 2.16 tasapainotilanteesta.



Kuva 2.16 Voimien jakaantuminen keskeisen ankkurin tapauksessa. a) päätykappale, jossa yksi symmetrinen ankuri, b) vapaakappalekuva, c) jännitysresultantit vapaakappalekuvassa [11].

Vetoresultantti T voidaan laskea kaavalla 2.103, kun resultanttien sisäiseksi momentti-varreksi oletetaan $0,5D$ ja jännitysresultanttien C ja T muodostama momentti on M_b . Momentti M_b voidaan laskea kaavalla 2.104 [11].

$$T = \frac{2M_b}{D}, \quad (2.103)$$

$$M_b = \frac{1}{8} \left(1 - \frac{h}{D} \right) P. \quad (2.104)$$

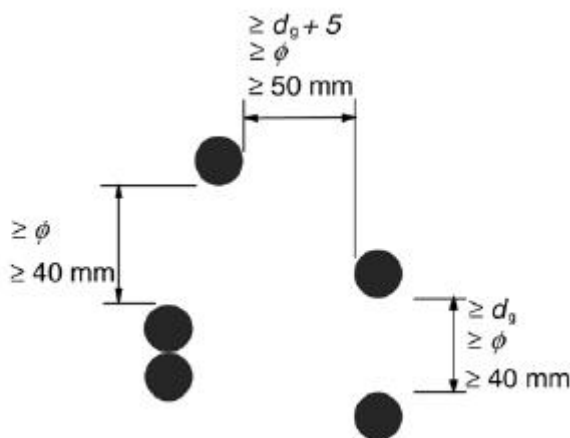
Halkaisuvoimia tarkasteltaessa mitoittava tilanne on, paikallisen puristuksen tavoin, jänneiden laukaisuvaihe, jolloin voiman P arvona käytetään jännetyypin suurimman sallitun hetkellisen jännevoiman arvoa. Kun halkaisurauhoituksia suunnitellaan, oletetaan että siinä vaikuttaa mitoituslujuus. Halkeamaleveyksiä ei kuitenkaan tarvitse tarkistaa jos halkaisuterästen jännitys rajoitetaan arvoon 300 MPa [8].

Jos ankureita on rakenteessa useita, täytyy mitoitus paikalliselle puristukselle ja halkaisuvoimille tehdä erikseen eri jännitysvaiheissa. Jos ankureita on useita, on hyvä tarkastella yhden ankkurin vaikutus erikseen. Ankkureiden yhteisvaikutus on myös tarkastettava [2].

2.11.2 Jänneiden ryhmitys

Ankurijännebetonirakenteissa jänneiden suojaputket sekä jänneet tulee sijoittaa rakenteeseen asennustyön ja rakenteen toiminnan kannalta riittävän väljästi ja symmetrisesti. Väljyyttä asennusaikana tarvitaan, jotta betoni voidaan valaa kauttaaltaan rakenteeseen vaurioittamatta suojaputkia. Myös betonin tiivistystä varten on oltava riittävästi tilaa [8].

Suojaputkien välisen betonin tulee kestää jännitettyjen punosten aiheuttamat ohjausvoimat. Kuvassa 2.17 on esitetty ankkurijänteiden suojaputkien väliset vähimmäisarvot. Kuvasta 2.17 poiketen Eurokoodit eivät suosittele ankkurijänteiden suojaputkien niputtamista [8].



Kuva 2.17 Jänteiden suojaputkien väliset vähimmäisarvot [8].

2.11.3 Jänteiden suojaus

Jännebetonirakenteen tulee säilyttää käyttökelpoisuutensa, lujuutensa ja stabiiliutensa koko käyttöikänsä ajan. Jänteiden ja muun raudoituksen suojaus on toteutettava ottamalla huomioon rakenteen käyttötarkoitus, suunniteltu käyttöikä ja rasitukset. Ympäristö-rasitukset, kuten kosteus ja pakkanen sekä kemialliset rasitukset aiheuttavat pääasiassa raudoitteiden korroosiota sekä betonin rapautumista [8].

Punokset ja rakenteen muu raudoitus on korroosiosuojattava riittäväällä suojaavalla betonipeitteellä. Betonipeitteen suojauskyky riippuu sen tiheydestä, laadusta ja paksuudesta [8].

Betonipeitteen paksuuden merkitys rakenteen säilyvyyden kannalta on merkittävä. Betonin peitepaksuudella tarkoitetaan eurokoodissa betonin ulkopinnan ja sitä lähinnä olevan raudoituksen pinnan välistä etäisyyttä. Riittävä betonipeitepaksuus eli betonipeitteen nimellisarvo voidaan määrittää kaavalla 2.105.

$$c_{nim} = c_{min} + \Delta c_{dev} , \quad (2.105)$$

missä

Δc_{dev} on mittapoikkeama, jonka arvoksi suositellaan arvoa 10 mm, mutta tarkan laadunvarmistusjärjestelmän alaisena valmistetuilla 1-rakenneluokan rakenteilla voidaan sallia mittapoikkeaman arvona vähintään 5 mm.

c_{min} on betonipeitteen vähimmäisarvo, jonka arvo lasketaan kaavalla 2.106.

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm\}, (2.106)$$

missä

$c_{min,b}$ on tartuntavaatimuksista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo

$c_{min,dur}$ on ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo

$\Delta c_{dur,\gamma}$ on lisävarmuustermi

$\Delta c_{dur,st}$ on mahdollisen ruostumattoman teräksen käytön huomioiva betonipeitteen pienennys

$\Delta c_{dur,add}$ on mahdollisen lisäsuojauksen huomioiva betonipeitteen pienennys [8].

Tartuntavaatimukset huomioiva betonipeitteen vähimmäisarvon $c_{min,b}$ suositusarvot ankkurijänteiden suojaputkille ovat:

- pyöreillä suojaputkilla putken halkaisija
- suorakaiteen muotoisilla suojaputkilla pienempi sivumitta tai puolet suuremmasta sivumitasta sen mukaan, kumpi on suurempi

Tartunnattomien jänteiden betonipeitteen vähimmäisarvot esitetään eurooppalaisessa teknisessä hyväksynnässä [8].

Ympäristöolosuhteet huomioon ottava betonipeitteen vähimmäisarvo $c_{min,dur}$ voidaan poimia taulukosta 2.8. Taulukon 2.8 arvot ovat Suomen kansallisen liitteen mukaiset [9].

Taulukko 2.8 Betonipeitteen $c_{min,dur}$ arvoja jänneteräkselle [9].

Kriteeri	X0	XC1	XC2 XC3	XC4	XD1	XS1	XD2	XD3 XS2,3
Betoniteräs	10	10	20	25	30	30	35	40
Jänneteräs	10	20	30	35	40	40	45	50
Suunniteltu käyttöikä 100 vuotta	+0	+0	+5	+5	+5	+5	+5	+5
Lujuusluokka \geq	C20/25 -5	C30/37 -5	C35/45 -5	C35/45 -5	C35/45 -5	C40/50 -5	C35/45 -5	C45/55 -5
RakMK B4 1-rakenneluokka	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5

Lisävarmuustermi $\Delta c_{dur,y}$ sekä pienennystermit $\Delta c_{dur,st}$ ja $\Delta c_{dur,add}$ ovat kansallisessa liitteessä määrättäviä. Eurokoodin suositus on, että jokainen edellä lueteltu termi on 0mm. Suomessa on käytössä Eurokoodin mukaiset suositusarvot [8][9].

Mikäli rakenteen pinta kuuluu kulutusluokkaan XM1, XM2 tai XM3 on betonin kiivaimeeseen kiinnitettävä erityistä huomiota standardin EN 206-1 mukaisesti. Vaihtoehtoisesti voidaan betonin pintaan lisätä ns. uhrautuva kerros. Uhrautuva kerros lisätään betonipeitteen vähimmäisarvoa c_{min} kasvattamalla seuraavasti:

- luokassa XM1: $\Delta c_{min} = 5 \text{ mm}$
- luokassa XM2: $\Delta c_{min} = 10 \text{ mm}$
- luokassa XM3: $\Delta c_{min} = 15 \text{ mm}$ [8].

Betonin koostumuksella on myös merkitystä rakenteen säilyvyyden kannalta. Raudoituksen korroosiosuojaksi ja betonin kulumisen suojaksi on valittava riittävän luja betoni. Betonin lujuusluokkien ja rasitusluokkien välinen yhteys löytyy taulukosta 2.9.

Taulukko 2.9 *Betonin minimilujuusluokat eri rasitusluokissa [8].*

Korroosio									
Karvonatisoitumisen vaikutuksista aiheutuva korroosio				Kloridien aiheuttama korroosio			Meriveden kloridien aiheuttama korroosio		
XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
C20/25	C25/30	C30/37		C30/37		C35/45	C30/37	C35/45	
Betonin vaurioituminen									
Ei riskiä				Jäädytys-sulatusrasitus			Kemialinen rasitus		
X0				XF1	XF2	XF3	XA1	XA2	XA3
C12/15				C30/37	C25/30	C30/37	C37/37		C35/45

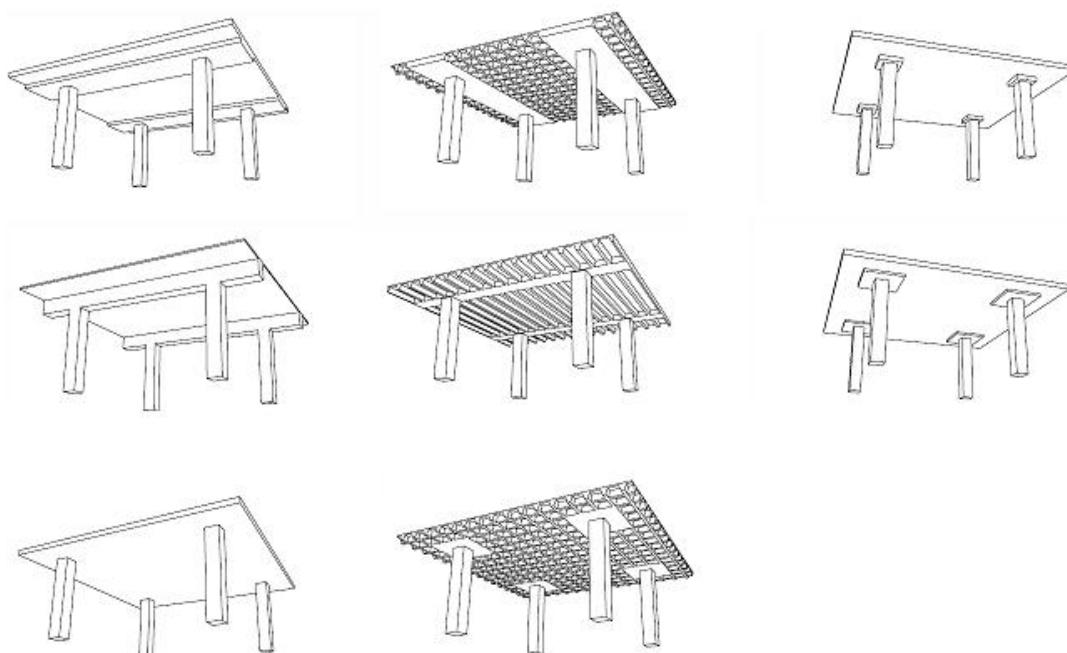
Betonipeitteiden vähimmäisarvot ja betonin minimilujuusluokat eri rasitusluokissa on esitetty kattavasti lähteessä [11] Eurokoodien soveltamisohje, Betonirakenteiden suunnittelu -NCCI 2.

3. TARTUNNATTOMIN JÄNTEIN JÄNNITETTY PILARILAATTA

3.1 Pilarilaatta rakenteena

Pilarilaatalla tarkoitetaan suoraan pilareihin tukeutuvaa tasapaksua tai yhdensuuntaista-laatta- tai sienivahvistettua betonilaattaa tai arinalaattaa. Pilarit voivat olla pyöreitä tai suorakaiteen muotoisia ja ne voidaan valmistaa teräsbetonisina tai liittorakenteisina. Pilarilaatassa pilarijako voi olla säännöllinen tai epäsäännöllinen. Laatta voi olla teräsbetoninen paikallavalettu jännittämätön tai jännitetty laatta. Myös elementtilaatat ja erilaiset liittolaatat ovat mahdollisia [8][18].

Pilarilaatan rakenteellisessa analysoinnissa tärkeää on laatan lävistystarkastelu pilareiden kohdalla. Pilarilaatalle onkin ominaista, että pilareiden kohdalla laattaa vahvistetaan vahvistuslaattalla tai kartiomaisella vahvistussienellä lävistyskestävyyden parantamiseksi. Vahvistussieniä ja -laattoja pyritään kuitenkin välttämään. Kuvassa 3.1 on havainnollistettu erilaisia pilarilaattaratkaisuja [18].



Kuva 3.1 Erilaisia pilarilaatta periaatteita. Mukailtu lähteestä [18].

Pilarilaattojen etuina voidaan nähdä muun muassa pieni rakennekorkeus, palkittomuuden tuoma selkeys esimerkiksi LVIS -tekniikan sijoitteluun, muunneltavuus sekä suun-

nittelun ja rakentamisen nopeus ja helppous. Rakenneteknisesti pilarilaattarungon etuja ovat lisäksi hyvä ääneneristävyys ja palonkestävyys [18].

Runkojärjestelmäksi pilarilaatta sopii parhaiten monikerroksisiin toimisto- ja liikeraennuksiin sekä julkisiin rakennuksiin ja pienteollisuus-, palvelu- sekä pysäköintirakennuksiin, joissa kuormitukset voivat olla vaihtelevia ja pilarijako on säännöllinen ja suorakaiteen muotoinen. Suomessa sen käyttö on keskittynyt pääosin toimisto- ja pysäköintirakennuksiin.

Pilarit riittävät harvoin yksinään pilarilaatan jäykistämiseen. Pilarilaatan Jäykistys voidaan hoitaa leikkausseinillä, jäykistysristikoilla tai tukemalla koko rakenne sivultaan johonkin jäykistettyyn rakenteeseen. Usein pilarilaattarunkoinen toimistorakennus jäykistetään esimerkiksi porrashuoneiden ja hissikuilujen avulla. Maanalaisissa pysäköintihalleissa on tavallista korvata reunapilarit kantavilla ja jäykistäväillä seinälinjoilla.

3.1.1 Pilarilaattojen jännittäminen

Pilarilaattojen jännittäminen on yleensä perusteltua, kun laatan kenttien sivumitat ovat 8-13 metriä ja hyötykuorma on alle 10 kN/m^2 . Jos laatta halutaan jännittää, sen pitää olla mahdollista kahdessa suunnassa. Edullista jännittäminen on siinä tapauksessa, jos jänneteräkset voidaan tehdä pitkänä, ja ankkureita tarvitaan kokonaisuudessaan vähän. Tehokkuuden kannalta valualueiden tulee olla riittävän suuria ja laatan reunamuodot säännöllisiä. Jännitetty pilarilaatta korostaa pilarilaatalle ominaisia matalan rakennekorkeuden ja joustavuuden etuja. Jännittämällä rakenteesta on mahdollista saada lisäksi vesitiivis ja halkeilematon. Taipumat ovat myös jännitetyissä pilarilaatoissa pieniä. Jännitetyjä pilarilaattoja käytetään erityisesti pysäköintitaloissa, joissa tilantarve ensisijaisista ja jännevälit pitkiä [18].

Pilarilaatat voidaan jännittää sekä tartunnallisilla että tartunnattomilla jänteillä. Näillä menetelmillä tehtyjen laattojen toiminta ei poikkea toisistaan merkittävästi kuin taivutuskestävyydessä. Tartunnattomien punosten käyttö on huomattavasti yleisempää. Tartunnallisilla jänteillä tehty pilarilaatta kestää taivutusta paremmin, mutta on kustannuksiltaan huomattavasti suurempi laajan injektio työn takia [1][18].

Jännitetyt pilarilaatat suunnitellaan pääpiirteittäin kuten jännittämätönkin pilarilaatta. Pilarilaatoille tehdään rakenneanalyysi, jolla selvitetään kuormien vaikutukset rakenteeseen, jonka jälkeen rakenne mitoitetaan murto- ja käyttörajatiloissa. Jännitetyillä pilari-laatoissa suurimpia eroja tavallisen pilarilaatan mitoitus verrattuna ovat erilaiset jänteiden sijoittelumahdollisuudet, jänteiden ohjausvoimat sekä niiden tasapainottaminen ja ankkuroinnin suunnittelu [1].

3.1.2 Mittasuosituksia

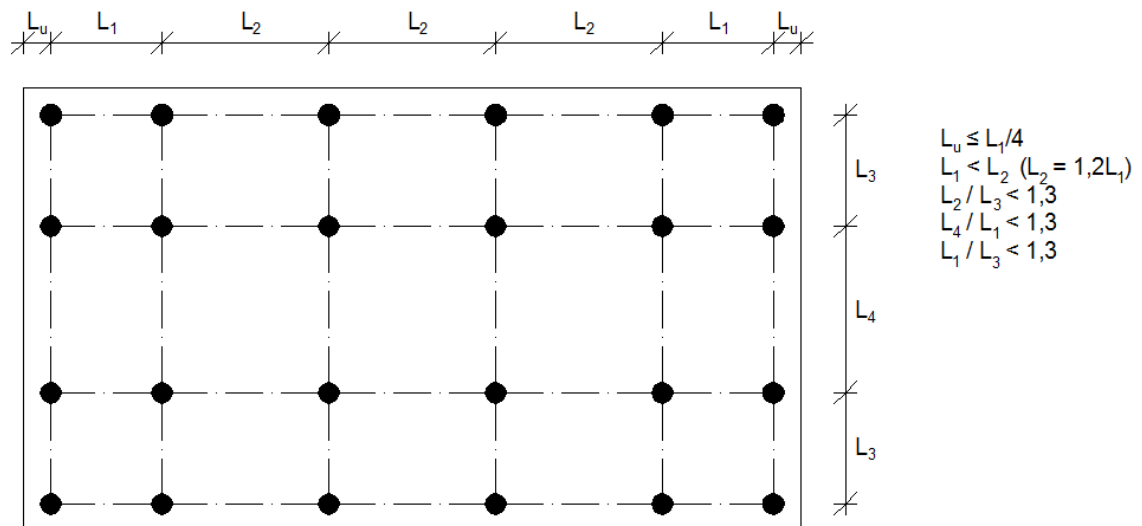
Pilarilaatoille on laadittu mittasuosituksia, joiden avulla laattojen alustava suunnittelu olisi helpompaa. Säännöllinen pilarijako on rakenteelle yleensä edullisin vaihtoehto. Pilarilaatassa pilarijaon ei tarvitse kuitenkaan olla säännöllinen, mutta toistuvuus ja säännöllisyys pienentävät kustannuksia ja suunnittelu on helpompaa. Jännevälit voivat vaihdella, mutta pilarilinjat on järkevä pitää yhtenäisinä. Kuvassa 3.2 esitetään laatan kenttien muotosuositukset, kun laatta on kauttaaltaan tasapaksu. Pilareiden sijainnit tulee valita niin, että sisäkentän jännevälien suhde on kaavan 3.1 mukainen [1].

$$0,7 \leq \frac{L_y}{L_x} \leq 1,5, \quad (3.1)$$

missä

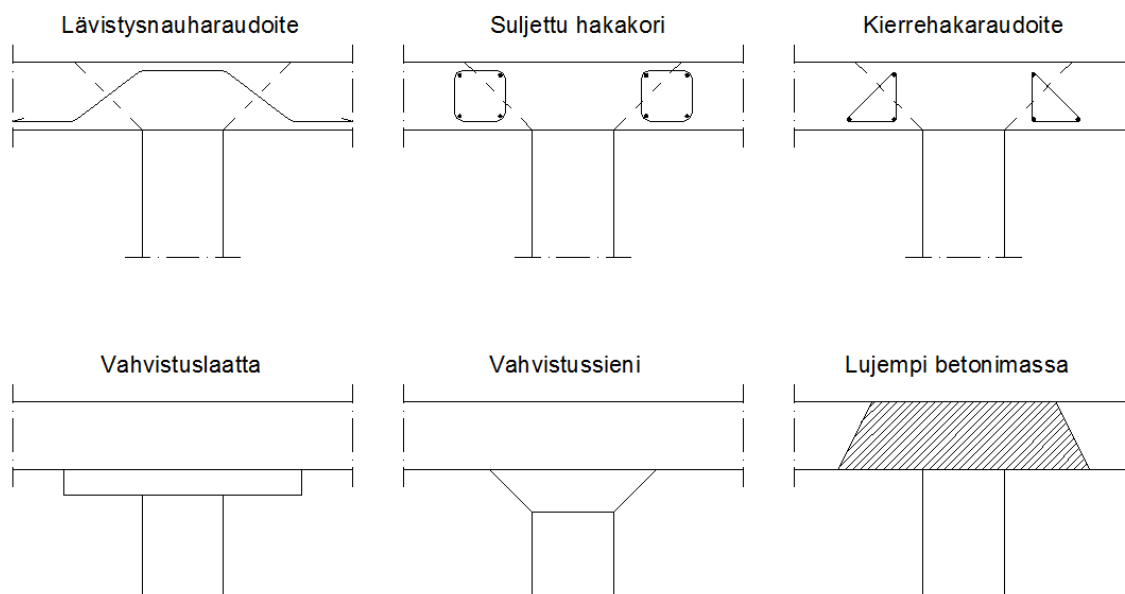
L_y on laatan sisäkentän jänneväli Y-suunnassa ja

L_x on laatan sisäkentän jänneväli X-suunnassa.



Kuva 3.2 Pilarilaatan kenttien muotosuositus, kun laatan paksuus on vakio. Mukailtu lähteestä [1].

Kuvassa 3.3 on esitetty mittasuosituksia aukkojen, ulokkeiden ja pilarin viereen sijoitettavien pienien reikien sijoittelusta [18].



Kuva 3.4 Erilaisia lävistyskestävyyden vahvistuskeinoja [1][18].

Lävistysvahvikkeina käytetään usein myös patentoituja teräsosia, joiden lävistyskestävyys perustuu kokeisiin. Lävistysmitoitusta on käsitelty kohdassa 2.10.2.

3.2 Rakenneanalyysi

Pilarilaattojen rakenteen analysointiin voidaan käyttää esimerkiksi kaistamenetelmää, elementtimenetelmää, ekvivalenttien kehien menetelmää tai myötöviivamenetelmää. Analyysissä selvitetään kuormien vaikutukset pilarilaattaan. Analyysimenetelmät perustuvat eri laskentateorioihin, joita ovat lineaarinen kimmoteoria, plastisuusteoria ja epälineaarinen analyysi. Lineaarinen kimmoteoria ja epälineaarinen analyysi soveltuvat pilarilaatan käyttö- ja murtorajatilataarkasteluihin. Plastisuusteorian mukaiset analyysimenetelmät sopivat vain pilarilaatan murtorajatilan analysointiin [8].

Toiminnallisesti pilarilaatassa on kaksi erilaista osaa, pilarikaistat ja keskikaistat. Pilarilaatasta muodostetaan rakennemalli, jakamalla se kaistoihin, joista pilareiden kautta kulkeviin tukikaistoihin asetetaan suurin osa kuormasta. Tarkastelussa käytetään rakenteen todellisia mitta- ja materiaaliominaisuuksia.

Kuormien liikkuvuus on usein otettava huomioon pilarilaatoissa siihen tarkoitetuilla kuormituskaavioilla. Eurokoodit suosittelevat käyttämään yksinkertaistettuja kuormituskaavioita, joiden avulla kaavioiden määrää voidaan tapauskohtaisesti rajata. Seuraavia kuormituskaavioita voidaan olettaa olevan määräävimpiä jännitetylle pilarilaatalle [8][19]:

1. Pilarilaatan jokaisessa laattakentässä vaikuttavat muuttuvat- ja pysyvät kuormat.
2. Pilarilaatan jokaisessa laattakentässä vaikuttavat vain pysyvät kuormat.

3. Joka toinen laattakenttä on kuormitettu muuttuvalla ja pysyvällä kuormalla, mutta väliin jääviä laattakenttiä kuormittavat vain pysyvät kuormat.
4. Laattakenttiä kuormitetaan kaistoina yhteen suuntaan kerrallaan, joista joka toisessa vaikuttavat sekä muuttuvat että pysyvät kuormat. Väliin jäävillä kaistoilla vaikuttavat vain pysyvät kuormat.

Lineaarisessa kimmoteorian mukaisessa analyysissä taivutusmomenttien uudelleenjakaminen on mahdollista. Suurin sallittu poikkeama kimmoteorian mukaisista taivutusmomenteista voidaan määrittää kaavoilla 3.3 ja 3.4 [8][11].

$$\left(0,56 - \frac{1,25x}{d}\right) \cdot 100\% \leq 15\%, \text{ kun } f_{ck} \leq 50\text{MPa}, \quad (3.3)$$

$$\left(0,46 - \left(0,75 + \frac{0,00175}{\varepsilon_{cu2}}\right)x/d\right) \cdot 100\% \leq 15\%, \text{ kun } f_{ck} > 50\text{MPa}, \quad (3.4)$$

missä

d on rakenteen tehollinen korkeus ja

ε_{cu2} on betonin murtopuristuma.

Momentin uudelleenjakamista ei sallita käyttörajatilatarkasteluissa eikä väsymismitoituksessa. Momentin siirto voidaan tehdä, jos vierekkäisten jännemittojen suhde on välillä 0,5...2 ja rakenne on ensisijaisesti taivutskuormitettu.

Usein pilarilaatoissa pilarit eivät ole osa rakenteen jäykistystä, jolloin niitä voidaan tarkastella laattaa mitoitettaessa nivelellisinä tukina. Kun laatta on jatkuvalla tuella, jonka voidaan katsoa toimivan nivelenä kiertymän suhteen, voidaan tukimomentin mitoitusarvosta vähentää kaavan 3.5 mukaan laskettu ΔM_{Ed} . Jatkuvat laatat voidaan analysoida olettaen, että tuet sallivat vapaan kiertymisen [8].

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed,sup}t/8, \quad (3.5)$$

missä

$F_{Ed,sup}$ on tukireaktion mitoitusarvo ja

t on tuen leveys jänteen suunnassa.

Tukimomentti voidaan pyöristää, jos rakenneanalyysissä käytetään pistemäisiä niveltukia ja rakennemallin jännemitat ovat tuen keskeltä keskelle.

3.2.1 Ekvivalenttien kehien menetelmä

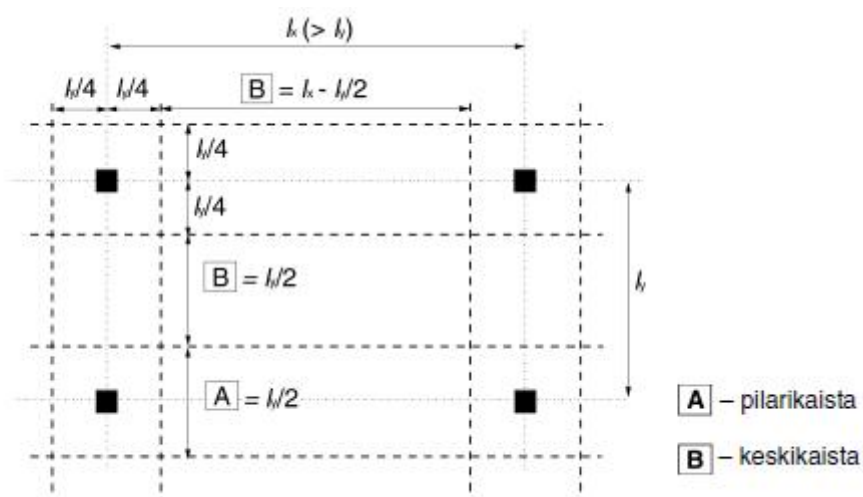
Ekvivalenttien kehien menetelmä perustuu lineaariseen kimmoteoriaan. Ekvivalenttien kehien menetelmässä pilareita ja laatan pilareiden kautta kulkevia kaistoja eli pilarikais-

toja analysoidaan kehinä rakenteen pitkittäis- ja poikittaissuunnassa. Laataston reunassa olevia kehiä kutsutaan reunakehiksi ja sisempänä olevia kehiä kutsutaan sisäkehiksi. Jakolinjat kulkevat laattakenttien keskiviivaa pitkin. Kehien pilarituenta tehdään niiden kiinnitystasoon mukaisesti [1][8].

Analyysissä kehrakenteiden taivutusmomenteille ja leikkausvoimille määritetään maksimiarvot. Molempien suuntien kehät lasketaan laattakenttien kokonaiskuormalle. Pilarilaataan vaikuttava hyötykuorma saa olla enintään kolminkertainen laatan omaan painoon nähden [1][8][14].

Taivutusmomenteja määritettäessä on Eurokoodissa Suomen kansallisen liitteen mukaan vapailla tuilla huomioitava tahaton kiinnitysmomentti. Kiinnitysmomentti huomioidaan käyttämällä vapaalla tuella tukimomenttia, joka on vähintään 15 % kentän maksimimomentista, ellei kiinnitystasetta tutkita tarkemmin [9].

Rasituksen määrittämisen jälkeen pilarilaatta jaetaan pilarikaistoihin ja niiden väliin jääviin keskikaistoihin. Kaistajaot vaihtelevat eri lähteissä. Lähteessä [1] sekä sisäkehän että reunakehän pilarikaistojen leveydenä käytetään $1/4$ kentän kokonaisleveydestä L_x tai L_y ja keskikaistojen leveydenä $3/4$ kentän kokonaisleveydestä L_x tai L_y . Pilarikaistojen leveydet oletetaan tässä menetelmässä vakioiksi, vaikka teoreettinen leveys on muuttuva [1]. Pilarilaatan kaistajaon periaate ja eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 mukainen kaistajako on vastaavasti esitetty kuvassa 3.5 [8].



Kuva 3.5 Pilarilaatan jako kaistoihin Eurokoodin mukaan [8].

Mikäli pilarilaatassa käytetään laatta- tai sienipaksunnoksia, joiden leveys $> (l_y/3)$, voidaan pilarikaistojen leveydenä käyttää paksunnoksen leveyttä. Pilarilaatan minimi paksuus on tässä 150 mm.

Taivutusmomentit kentässä ja tuilla jaetaan pilarikaistoihin ja keskikaistoihin taulukon 3.1 mukaisesti. Pilarilaatan nurkkapilareille taulukosta 3.1 poiketen pitää käyttää 100 % reunake-

hän tukimomenttia, sillä jännitettyjen kehien nurkissa kiertymiskykyä ei voida selvittää luotettavasti [8].

Taulukko 3.1 Pilarilaatan taivutusmomenttien jakaantuminen kaistoille [1][8][14].

		Negatiiviset momentit	Positiiviset momentit
Eurokoodi	Pilarikaista	60...80 %	50...70 %
SFS-EN 1992-1-1	Keskikaista	40...20 %	50...30 %
By210, Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2005	Pilarikaista	75 %	60 %
	Keskikaista	25 %	40 %
T.Y. Lin, Design of pre-stressed concrete structures	Pilarikaista	75 %	55 %
	Keskikaista	25 %	45 %

HUOM. Pilarikaistan ja keskikaistan negatiivisten momenttien summa on aina 100 %, samoin positiivisten momenttien summa.

Reuna- tai nurkkapilareille siirrettävien negatiivisten momenttien arvot rajoitetaan kaavan 3.6 mukaiseen arvoon, jos laatastossa ei ole riittävän vääntökestävyyden omaavia reunapalkkeja. Reunakaistojen positiivisia momenteja kasvatetaan vastaavasti.

$$M \leq 0,17b_e d^2 f_{ck} , \quad (3.6)$$

missä

b_e on kaistan tehollinen leveys ja

f_{ck} on betonin lieriölujuus 28 vuorokauden ikäisenä.

Jänteiden hyöty pilareiden lävistystarkasteluissa on suurin, kun jänteet keskittyvät kulkemaan pilareiden yli. Eurokoodissa esitellään sääntö, jonka mukaan negatiivisien momenttien mukaisesta kokonaisjännemäärästä ja betoniraudoituksesta pilarikaistassa 50 % tulee sijoittaa koko kehän leveyden sisimmän 25 % alueelle [8].

Menetelmän toiminnan kannalta on tärkeää, että laattakenttien nurkissa on pilarituenta ja laatastossa on vähintään kolme jännettä kumpaankin suuntaan ja peräkkäisten jänteiden pituudet eivät poikkea toisistaan enempää kuin 1/3 [1]. Ekvivalenttien kehien menetelmä sopii parhaiten pilarilaattoihin, joiden pilarijako on molempiin suuntiin säännöllinen. Pilarijako on säännöllinen, mikäli kaavan 3.7 mukainen ehto täyttyy.

$$\frac{L_y}{L_x} \leq 1,33 , \quad (3.7)$$

missä

L_i on jänneväli pääakselin i suuntaan.

Rakenteiden jäykkyys lasketaan niiden bruttopoikkileikkauksen perusteella ja pystysuuntaista kuormitusta vastaava jäykkyys lasketaan kaistojen koko leveyden perusteella. Vaakasuuntaisia kuormia vastaavana jäykkyytenä käytetään 40 % pystysuuntaisia kuormia vastaavan jäykkyyden arvosta [8].

Kehätarkastelun yhteydessä pilareiden momentit on mahdollista määrittää saman analyysin ohessa. Pilareiden kiertymisjäykkyyteen otetaan mukaan laatan vääntöjäykkyyden vaikutus, joka ajatellaan muodostuvaksi pilarin levyisen palkin vääntöjäykkyydestä. Pilarin kiertojäykkyyden määrittämiseen löytyy ohjeita esimerkiksi betoniyhdistyksen julkaisusta by210 [1].

3.2.2 Kaistamenetelmä

Kaistamenetelmä perustuu plastisuusteorian alarajalauseeseen mukaiseen periaatteeseen, jonka mukaan laatta kantaa kaikki ne kuormat, jotka ovat tasapainossa hyväksyttävän momenttijakauman kanssa. Hyväksyttävässä momenttijakaumassa taivutusmomentti ei missään kohdassa ylitä plastista arvoa ja laatan kaikki reunaehdot toteutuvat. Alarajamenetelmän perusoletuksena on, että kuormat pyrkivät siirtymään lähimmälle tuelle [19].

Kaistamenetelmässä laatta jaetaan pilarilinjoiden suuntaisilla linjoilla suorakaiteen muotoisiin ruutuihin siten, että rajalinjoilla leikkausvoima on nolla. Linjat ovat tällöin maksimimomenttien kohdalla. Laataston jännemittoina kaistamenetelmässä käytetään pilareiden vapaita välejä L_x ja L_y [1].

Neliönmuotoiset ruudut ovat menetelmän toiminnan kannalta kaikkein sopivimmat. Täysin neliön muotoiset ruudut eivät ole aina mahdollisia, mutta kenttien sivusuhteen tulisi aina olla välillä $0,7 \leq L_y/L_x \leq 1,5$. Pilareita ei kannata sijoittaa aivan laatan vapaaseen reunaan pilareille tulevien momenttien vuoksi. Pilarin ja laatan vapaan reunan väliseksi mitaksi kannattaa valita vähintään $2d$ [1][19].

Rakennemallin muodostamisen jälkeen määritetään tukimomentit. Lähteessä [1] suositeltavia tukimomenttien suuruuksia on esitetty taulukossa 3.2. Tukimomenttien avulla voidaan määrittää leikkausvoiman nollakohdat. Leikkausvoiman nollakohdat voidaan laskea kaavalla 3.8.

$$a_1 = \frac{L}{2} - \frac{m_{s1} - m_{s2}}{p_d L}, \quad (3.8)$$

missä

a_1 on leikkausvoiman nollakohdan etäisyys tuelta 1,

m_{s1} tukimomentti tuella 1,

m_{s2} tukimomentti tuella 2 ja

p_d on laatan kuormitus murtorajatilassa.

Taulukko 3.2 Suositeltavia tukimomenttien arvoja pilarilaatoissa [1].

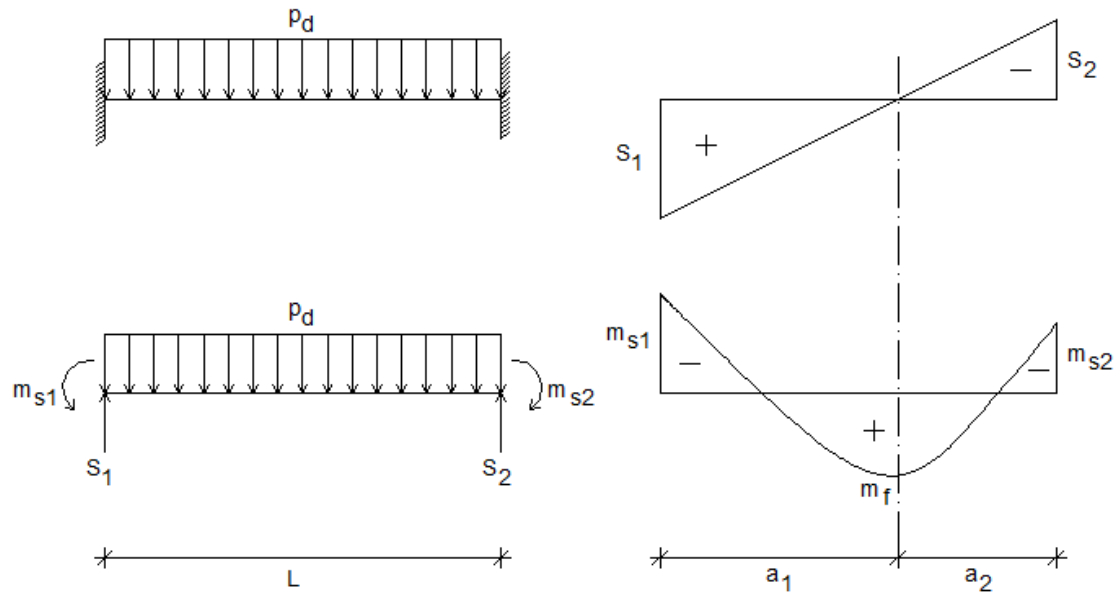
Tarkasteltavan tuen vastakkainen tuki	Tarkasteltavan tuen momentti m_s
Vapaasti tuettu	$m_s = \frac{-p_d L^2}{10}$
Jäykästi kiinnitetty	$m_s = \frac{-p_d L^2}{16}$
Tukena pilari, jonka yli laatta on jatkuva	$m_s = \frac{-p_d L^2}{14}$

Leikkausvoiman nollakohtien määrittämisen jälkeen lasketaan kenttämomentit. Kaistamenetelmä perustuu momenttijakautuman tasapainoon, jolloin tuki- ja kenttämomenttien välinen jakauma voidaan valita lähes vapaasti, mutta niin, että se täyttää tasapainoehdot. Momenttijakautuma kannattaa valita mieluiten siten, että laattaan muodostuu mahdollisimman taloudellinen rauditus. Momenttijakaumat ovat edullisimmat silloin, kun ne noudattavat mahdollisimman tarkasti lineaarisen kimmoteorian mukaista jakaumaa [1][19].

Suurin kenttämomentti m_f voidaan laskea, kun leikkausvoiman nollakohdan avulla. Kenttämomentti voidaan määrittää kaavalla 3.9 [1].

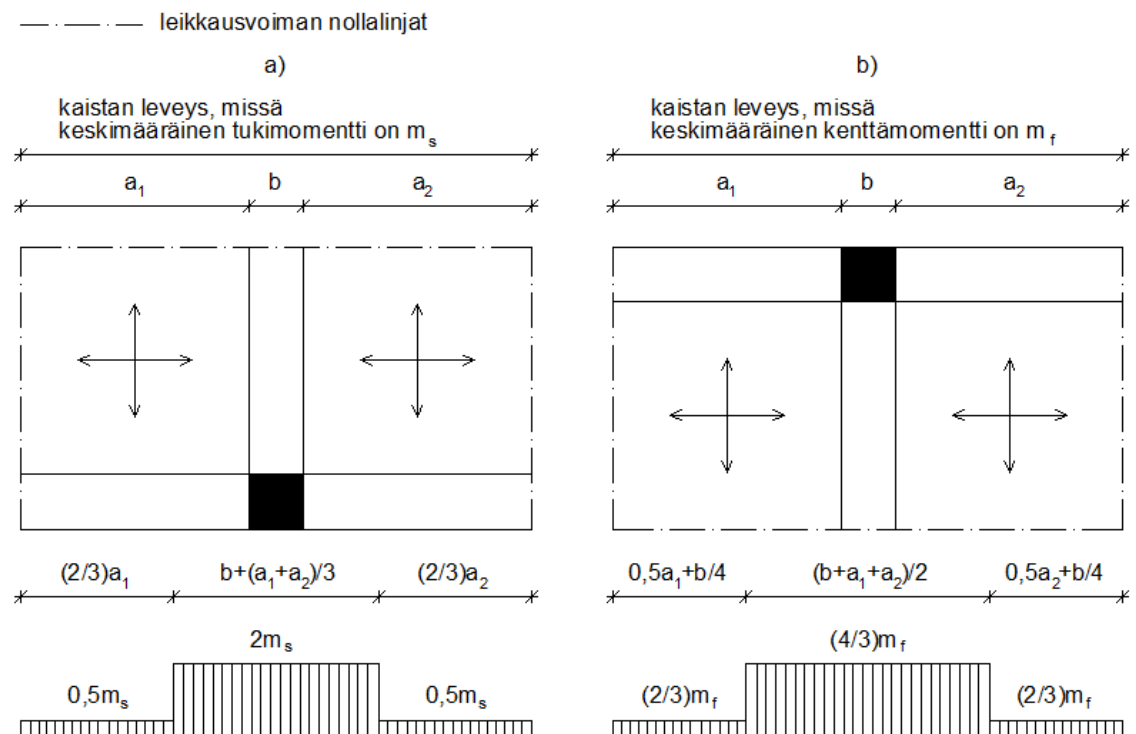
$$m_f = \frac{1}{2} p_d a_i^2 + m_{si} , \quad (3.9)$$

Leikkausvoiman nollakohdan määrittäminen sekä tuki- ja kenttämomenttien riippuvuus on esitetty kuvassa 3.6.



Kuva 3.6 Leikkausvoiman nollakohdan määrittäminen [1].

Murtorajatilamitoitusta varten koko kentän leveydellä vaikuttavat keskimääräiset momentit m_s ja m_f jaetaan pilari- ja keskikaistoille. Lasketut momentit vaikuttavat kaistassa, jonka leveys määräytyy pilarin leveyden ja pilarin molemmilla puolilla poikittaiseen suuntaan olevien leikkausvoiman nollakohtien etäisyyksien mukaan. Kuvassa 3.7 on esitetty momenttien jakaminen pilari- ja keskikaistoille [1][19].



Kuva 3.7 a) tuki- ja b) kenttämomenttien jakaminen pilari- ja keskikaistoille. Muokailtu lähteestä [1].

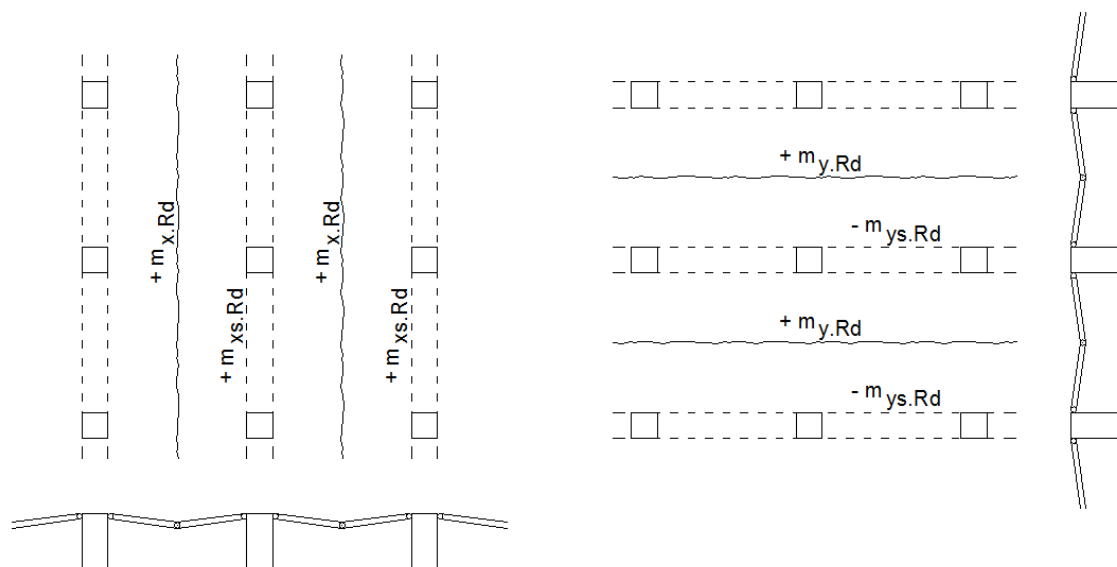
3.2.3 Myötöviivamenetelmä

Myötöviivamenetelmä perustuu plastisuusteorian ylärajalauseeseen. Myötöviivamenetelmällä tarkoitetaan usein kinemaattista menetelmää tai tasapainomenetelmää [1][19].

Myötöviivamenetelmän perusidea on etsiä laattaan myötökuvio. Kun pilarilaatastoa kuormitetaan tasaisesti, tarvitsee siitä tavallisesti tutkia kaksi erilaista myötökuviota, ns. laskosmekanismi ja pilareihin liittyvä paikallinen viuhkamekanismi. Reunapalkkien tapauksessa on käytettävä myös muita mekanismeja [1].

Mekanismien analysoinnin perusajatus on, että myötömomentit valitaan alustavasti etukäteen ja niiden avulla tutkitaan erilaisten murtumismekanismien mukaiset rajakuormat p_d . Edullisin rakenneratkaisu etsitään sitten iteratiivisesti [1].

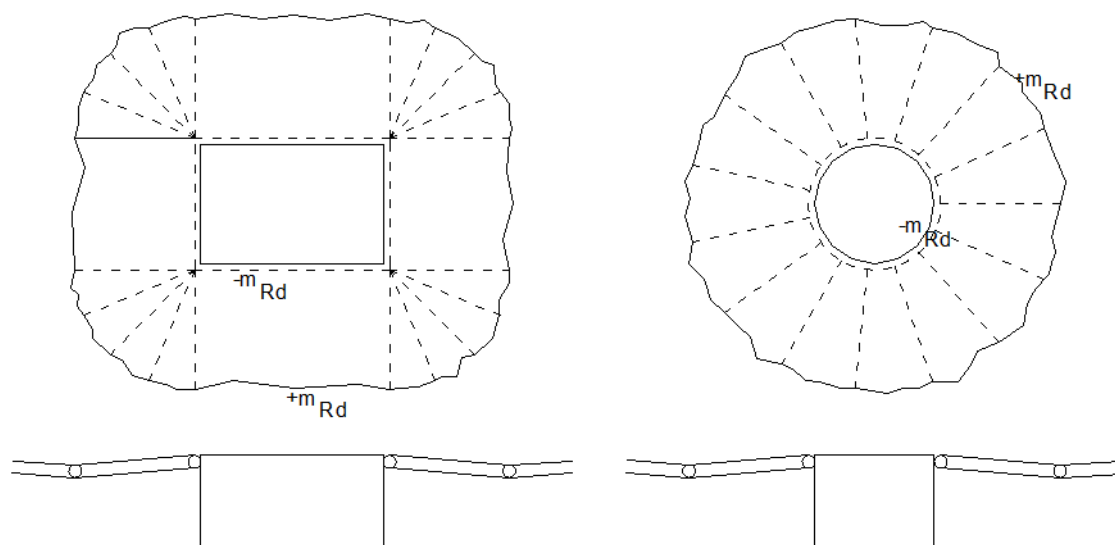
Laskosmekanismissa myötöviivat ovat pilarilinjojen suuntaisia. Tyypillisesti positiiviset myötöviivat kulkevat laattakentän keskivaiheilla ja negatiiviset pilareiden kylkien kautta. Laskelmissa voidaan olettaa myötöviivojen olevan suoria. Myötöviivojen kohdalla kuvitellaan olevan nivel, joka tekee laatasta eräänlaisen mekanismin. Mekanismista pyritään määrittelemään rajakuormaehdojen avulla myötöviivojen kohdalla oleva myötömomentti. Laskosmekanismin mukainen analyysi toteutetaan laatasta sekä x että y suuntaan. Tyypillinen laskosmekanismin periaate pilarilaatassa on esitetty kuvassa 3.8 [1].



Kuva 3.8 Laskosmekanismin periaate. Mukailtu lähteestä [1].

Pistemäisen tuen, kuten pilarin, vaikuttaessa voidaan käyttää viuhkamekanismia tai kartiomekanismia. Viuhkamekanismiksi kutsutaan mekanismia esimerkiksi pyöreän pilarin kohdalla ja vastaavasti kartiomekanismiksi kutsutaan mekanismia, joka muodostuu suorakaidepoikkileikkauksen ympärille. Viuhkamekanismissa myötöviivat kulkevat pilarin ulkoreunaa pitkin sen ympäri ja samansuuntaisesti tietyn etäisyyden päässä pilarin kes-

kipisteestä. Myötöviivojen mukaisesta mekanismista voidaan laskea laatan yläpinnan ja alapinnan myötömomentit pilarin pistekuorman vaikutuksesta. Tyypilliset kartio- ja viuhkamekanismin periaatteet on esitetty kuvassa 3.9 [1].



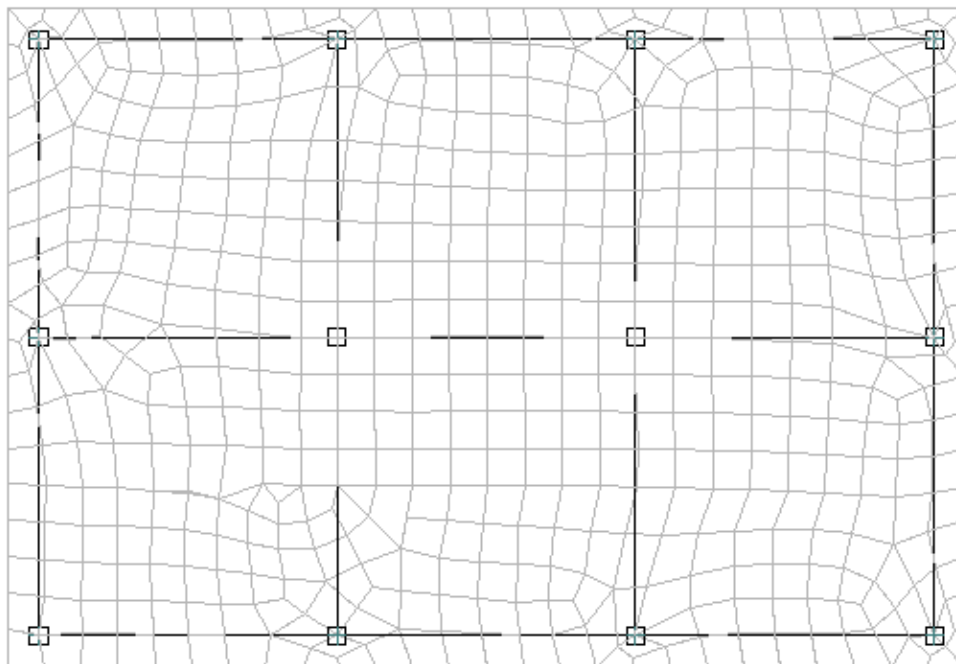
Kuva 3.9 Kartio- ja viuhkamekanismin periaate. Mukailtu lähteestä [1].

Myötöviivamenetelmän käyttö edellyttää että laattakentät ovat suorakaiteen muotoisia ja pilarilinjat suoraviivaisia. Myötöviivamenetelmän käytöstä löytyy tarkempia mitoitushjeita ja kaavoja esimerkiksi betoniyhdistyksen julkaisusta By210 [1].

3.2.4 Elementtimenetelmä

Elementtimenetelmä (finite element method, FEM) perustuu yleensä lineaarisen kimmoiteorian mukaiseen analyysiin tai epälineaariseen analyysiin. Elementtimenetelmässä rakenne jaetaan pieniin osiin eli elementteihin, jotka ratkaistaan erillisinä ja lopulta koetaan yhteen [20][21].

Elementit ovat kiinni toisissaan solmupisteiden välityksellä ja muodostavat kokonaisuutena elementtiverkon. Elementtiverkon elementit ovat useimmiten kolmen tai neljän solmupisteen elementtejä. Elementtiverkkoa voi myös tihentää, jolloin laskennasta tulee tarkempi. Alueilla, joissa jännitykset ja siirtymät muuttuvat nopeasti, kuten pilarilaatan nurkissa tai tuilla, käytetään yleensä tiheämpää verkotusta. Tiheämmällä elementtiverkolla laskenta-aika kuitenkin kasvaa. Elementtimenetelmällä laskenta tehdään yleensä aina tietokoneohjelmalla [20][21][22][23].



Kuva 3.10 Esimerkki kolmion ja neliön muotoisten elementtien muodostamasta elementtiverkosta pilarilaatassa.

Elementtimenetelmää käytetään usein, kun rakenteen mallintaminen on monimutkaista tai lähes mahdotonta tai rakenne sisältää suuria aukkoja tai epätavallisia kuormituksia. Tietokoneohjelmalla laskettaessa elementtimenetelmän teorian täytyy olla käyttäjälle kuitenkin tuttu, sillä tietokoneen antama laskentatulokset vaatii tarkkaa tulkintaa. Lähes pistemäisen kuormituksen kuvaaminen yhdellä solmupistevoimalla saattaa aiheuttaa vaikeuksia tulosten tulkinnassa. Jännitykset pistemäisen kuormituksen lähellä kasvavat sitä suuremmaksi mitä tiheämpää verkotusta käytetään. Tämä johtuu siitä, että lineaarisen kimmoteorian mukainen ratkaisu antaa epätodellisen suuruiset jännityskomponentit pistevoiman vaikutuskohdassa [22].

Pilarilaattojen tapauksessa pilarit mallinnetaan usein pistemäisinä ja tällöin pilarin kohdan momentti tulee osata pyöristää. Pyöristäminen voidaan tehdä esimerkiksi kaavalla 3.3.

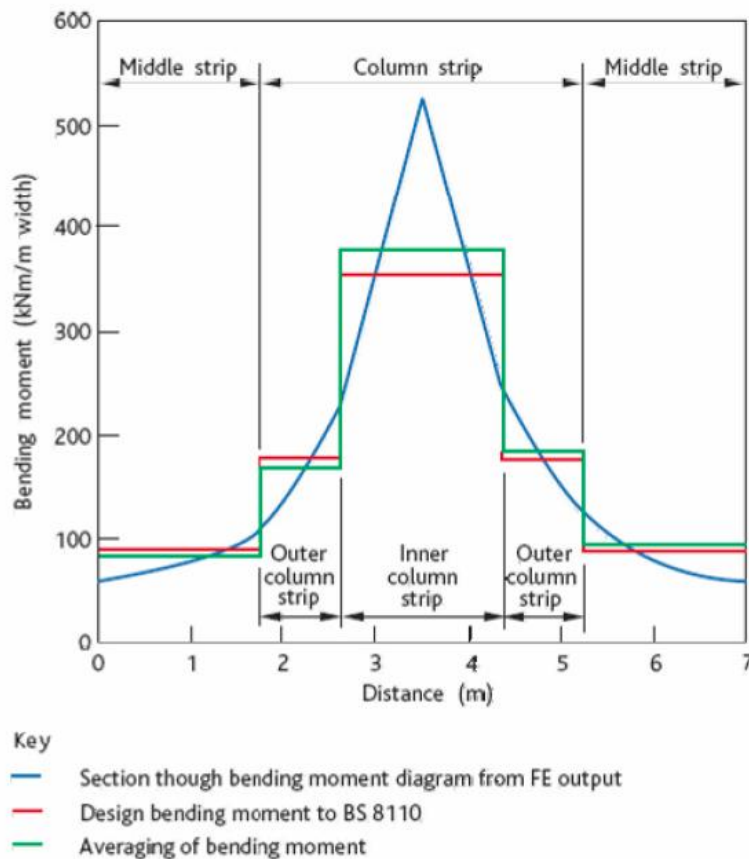
Eurokoodin soveltamisohjeessa NCCI 2 on annettu pilarituetuille laattarakenteille leveys b , jonka alueelta elementtimenetelmästä luetun momentin voi lukea keskimääräisenä arvona:

- Käyttörajatilassa: $b_{sls} = D + 1,6d$
- Murtorajatilassa: $b_{uls} = D + 2,0d$,

missä D on tukena olevan pilarin leveys ja d laatan tehollinen korkeus. Kaavoja voidaan käyttää, kun elementtikoko pilarin ympäristössä on enintään $d/3$. Jännemitan tulee olla tarkasteltavalla rakenteella vähintään 8m ja pilarin halkaisijan D ja laatan pituussuunnan

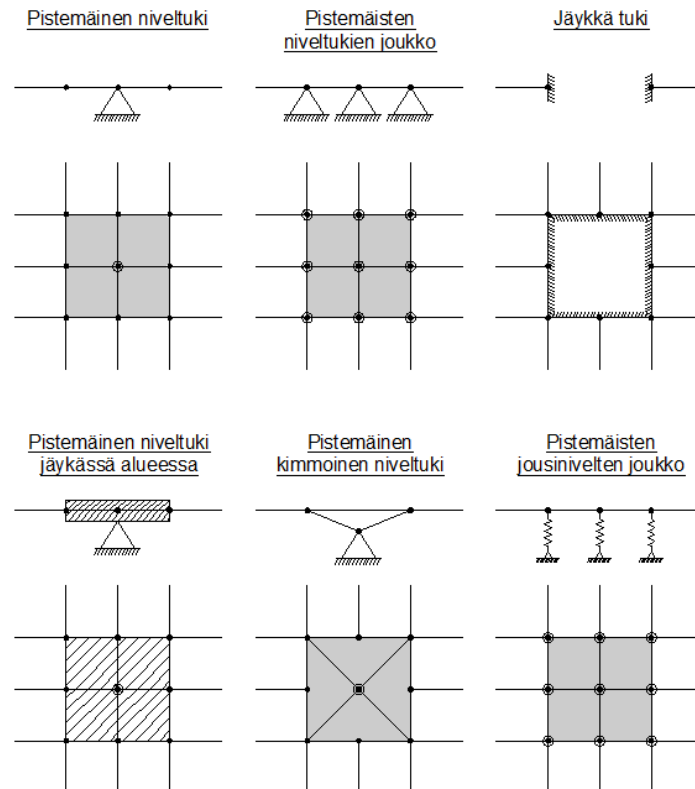
tehollisen korkeuden d suhde tulee täyttää ehdon $0,7 \leq D/d \leq 1,7$. Momenttia ei saa pyöristää kaavalla 3.5 samanaikaisesti tämän menetelmän kanssa. Leveydellä b tulee kantaa 60–85 % pyöristetystä kokonaismomentista [11].

Lähteessä [20] suositellaan elementtimenetelmällä laskettujen pilaritukien negatiivisten momenttien käsittelyä pilari- ja keskikaistoissa. Pilarikaistan leveytenä käytetään 50 % laattakenttien keskiviivojen väliin jäävästä leveydestä. Tällöin keskikaistat käsittävät loput 50 % pilarikaistan ulkopuolelle jäävästä leveydestä. Pilarikaistan sisempi 50 % mitoitetaan sen alueelta luettujen momenttien keskimääräisenä arvona. Ulommalle pilarikaistan osuudelle jäävä leveys mitoitetaan vastaavasti niiden alueella luettujen momenttien keskimääräisenä arvona. Keskikaista mitoitetaan kauttaaltaan sen alueelta luettavien momenttien keskimääräiselle arvolle. Kuvassa 3.11 on esitetty esimerkki keskimääräisten momenttien käytöstä kaistoissa [20].



Kuva 3.11 Mitoituksessa käytettävän keskimääräisen momentin periaate elementtimenetelmällä [20].

Pilaritukien mallintamiseen on myös muita keinoja kuin pistemäinen niveltuki. Pilarit tulisi mallintaa niiden kiinnitysasteen mukaisesti. Kuvassa 3.12 on esitetty esimerkkejä pilaritukien mallintamisesta elementtimenetelmällä.



Kuva 3.12 Esimerkkejä pilaritukien mallintamisesta elementtimenetelmällä [20][22].

Pilareiden tukimomenttien tulkitsemiseen ja tulosten oikeellisuuden takaamiseksi on kannattavaa suorittaa kuormitusten staattisen tasapainon tarkistaminen sekä laskentatuloksen vertailu muuhun lineaarisella menetelmällä saatuun tulokseen. Lineaarisena menetelmänä voidaan käyttää edellä esiteltyä Ekvivalenttien kehien menetelmää.

3.3 Tasapainoperiaate

Jännitettyihin rakenteisiin sijoitetut kaarevat jänteet aiheuttavat rakenteeseen nostavaa voimaa ja sitä kautta taipumaa ylöspäin. Kahden akselin suunnassa jännitetyt jännevoimien nostovoimat ja taipumat laatasta ovat summautuvia laatan jokaisessa pisteessä. Valitsemalla jänteille yhteisvaikutuksen kannalta sopivat muodot, sijainnit ja jännitysvoimat, voidaan kaikki kuormat teoriassa tasapainottaa niin, että ulkoiset kuormat ja rakenteen taipumat ovat laatan jokaisessa pisteessä nolla [1][14].

3.3.1 Ohjausvoimien tasapainotus

Kahteen suuntaan jännitetyn laatan tasainen kokonaisnostovoima w voidaan laskea kaavalla 3.10 [1][3].

$$w = 8 \frac{P_x e_x}{L_x^2} + 8 \frac{P_y e_y}{L_y^2}, \quad (3.10)$$

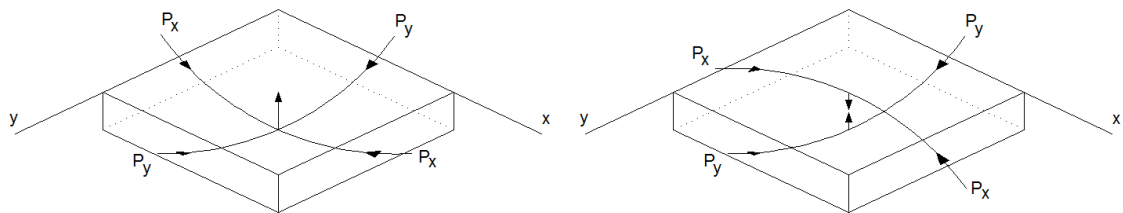
missä

P_i on jännevoima suunnassa i ,

e_i on jänteen epäkeskisyys suunnassa i ja

L_i on jännebetonirakenteen sivumitta suunnassa i .

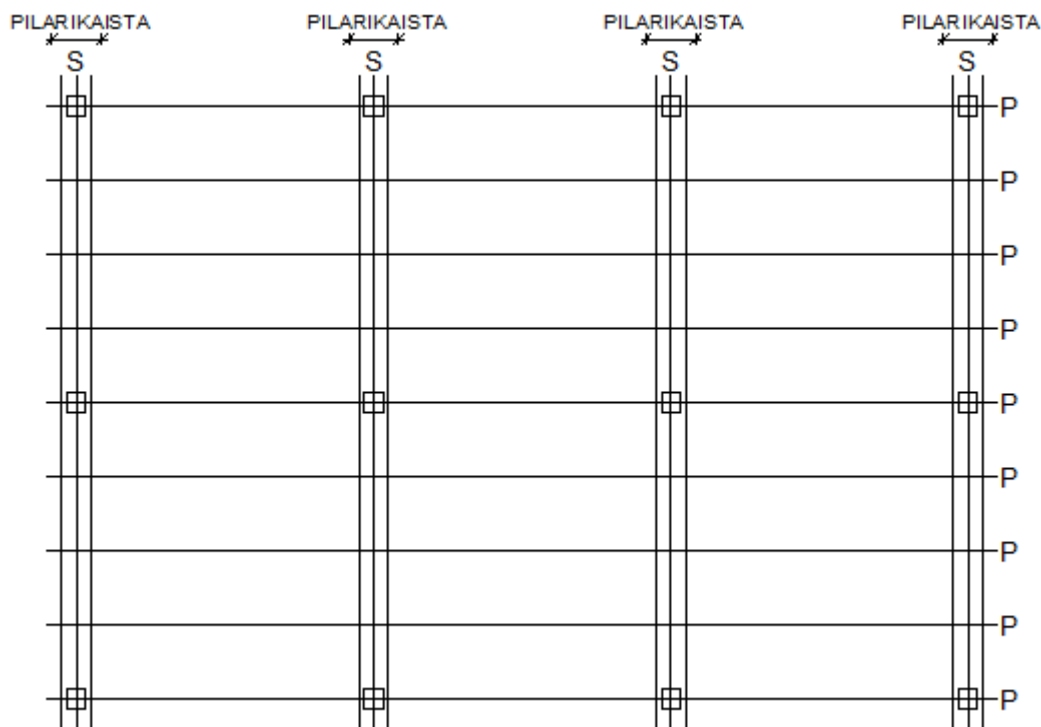
Kaarevan jännevoiman kahden suuntainen tasapainotusperiaate on esitetty kuvassa 3.13. Kuvassa vasemmalla on kahteen suuntaan jännitetty ristikenttä, jonka molempien suuntien jännevoimat aiheuttavat nostavan voiman. Kuvassa oikealla on tapaus, jossa ristiin kulkevat kaaret ovat eri pinnoissa ja siten aiheuttavat toisilleen vastakkaiset voimat. Koska jänteiden on oltava mahdollisimman tasan jaettu molempien sivujen suunnissa, voidaan betonin jännitystilaa pitää tarpeeksi tarkasti tasaisena [1].



Kuva 3.13 Ristiin jännitettyjen jänteiden tasapainotus. Mukailtu lähteestä [1].

Kaikkein kustannustehokkainta on neliömuotoisilla laattakentillä jännittää molempiin suuntiin yhtä suurella jännevoimalla. Kaavan 3.10 mukainen kokonaisnostovoima voidaan saavuttaa myös erisuurilla jännevoiman arvoilla P_x ja P_y . Jos pilarilaatan jännemitoilla on suunnissa x ja y suuri ero, on edullisinta jännittää laattakenttä lähes kokonaan lyhemmän jännevälin suuntaisesti. Pilarilaatan jänteiden sijoittelun periaate edellä esitetyllä jännitystavalla on esitetty kuvassa 3.14. Pilarilaatan rakenneanalyysimenetelmissä laatasta käsitellään usein molemmissa pääsuunnissa erikseen, jolloin erillistä kahden suunnan tasapainotusta ei tarvitse tehdä [14].

Kuvassa 3.14 pääsuunnan jänteet ovat jaettu tasaisesti koko pilarilaataston leveydeltä. Niiden aiheuttavat nostovoimat tulee tasapainottaa ulkoisten kuormien vaikutuksille. Laataston sekundäärisuunnan jänteet (S) ovat sijoitettu keskittäen niitä pilareiden keskiöiden kautta kulkeville kaistoille. Nämä jännitetyt kaistat tasapainotetaan pääsuunnan (P) jänteiden aiheuttamille alaspäin suuntautuville voimille sekä ulkoisten kuormien vaikutuksille kuvan 3.13 oikean puoleisen mallin mukaisesti. Pääsuunnassa sekundäärisuunnan pilarikaistat ajatellaan tukilinjoiksi, joiden kautta kuormat siirtyvät pilareille. Muita yleisiä pilarilaatan jänteiden sijoittelumahdollisuuksia on esitetty liitteessä 1.

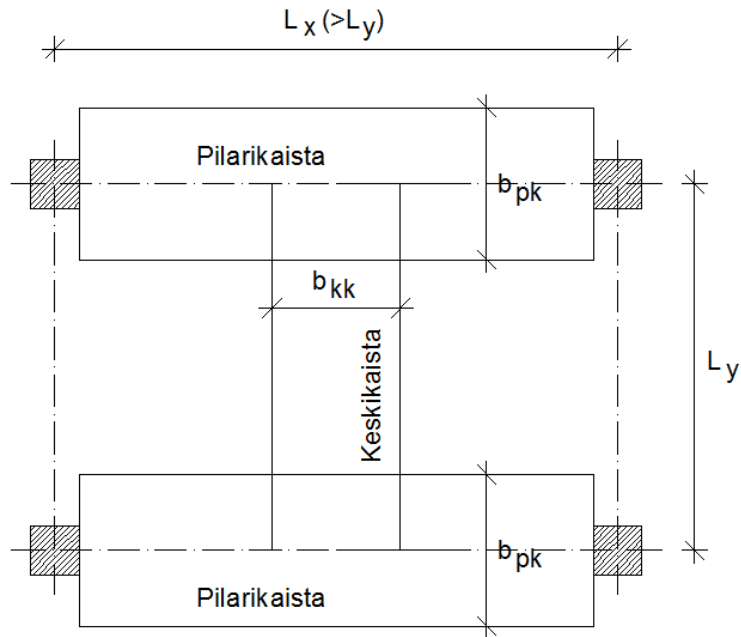


Kuva 3.14 Jännitetyn pilarilaatan jänneiden sijoitusvaihtoehto tasapainotuksen periaatteen mukaisesti [1].

Tasapainotarkasteluun on syytä ottaa mukaan pysyvät kuormat ja osa pitkäaikaisesta hyötykuormasta. Liian suuria hyötykuormia ei tarkasteluun kannata ottaa, sillä hyötykuormat vaikuttavat vasta jännittämisen jälkeen. Liiallinen hyötykuorma aiheuttaa laatan yläpintaan tarpeetonta halkeilua ennen hyötykuorman vaikutuksen alkamista. Lyhytaikaisen hyötykuorman vaikutukset tällä periaatteella toteutetuissa laatoissa ovat samanlaiset kuin jännittämättömissä teräsbetonilaatoissa ja niiden tarkasteluissa voidaan käyttää samoja menetelmiä [1][13].

3.3.2 Summautuvat taipumat

Kahden akselin suunnassa jännitettyjen jännevoimien aiheuttamat taipumat ovat myös summautuvia laatan jokaisessa pisteessä. Taipumat kahteen suuntaan jännitetyssä pilarilaatassa voidaan määrittää soveltamalla jännittämättömissä pilarilaatoissa yleisesti käytettyä ns. Ranganin menetelmää (B.V. Rangan). Ranganin menetelmässä pilarilaatta jaetaan pilareihin tukeutuviin pilarikaistoihin sekä niihin poikittaissuuntaisiin keskikaistoihin, jotka tukeutuvat pilarikaistoihin. Pilarikaistat toimivat näin keskikaistojen painuvina tukina. Pilarilaatan jako kaistoihin on esitetty kuvassa 3.15 [1].



Kuva 3.15 Ranganin menetelmä: pilarilaatan jako kaistoihin kokonaistaipuman määrittämiseksi. Mukailtu lähteestä [1].

Pilarilaatan suurin taipuma laattakentässä saadaan, kun molempien kaistatyyppien taipumat lasketaan kaavalla 3.11 yhteen.

$$w_{tot} = w_{pk} + w_{kk} , \quad (3.11)$$

missä

w_{pk} on laattakentän pidemmän sivun L_x pilarikaistan kokonaistaipuma ja

w_{kk} on keskikaistan kokonaistaipuma, jotka lasketaan kohdassa 2.9.1 esitettyjen periaatteiden mukaan [1].

Keskikaistan taipumien ja taivutusjäykkyyden määrittämisessä tulee käyttää kaistan leveytenä b_{kk} ykköstä. Pilarikaistan leveytenä b_{pk} taivutusjäykkyyttä laskettaessa käytetään vastaavasti arvoa $L_y/2$ [1].

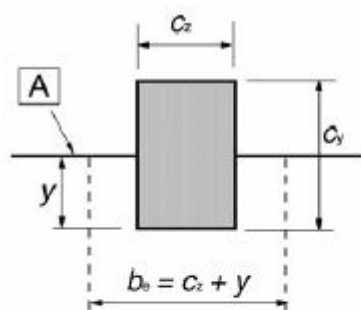
3.4 Pehmeä raudoitus

Jännitetyssä pilarilaatassa käytetään jänneterästen lisäksi pehmeitä teräksiä. Pehmeää raudoitusta käytetään rajoittamaan halkeilua ja tarvittaessa lisäämään murtokapasiteettia. Eurokoodin mukaan tartunnattomin jäntein jännitettyyn pilarilaattaan on sijoitettava tietty vähimmäisvetoraidoitus. Vähimmäisraudoitusmäärä taivutuskestävyyden ja halkeilukestävyyden suhteena on käsitelty aiemmin kohdassa 2.10.1 [8].

Pilarilaatan käyttötilaa noudattava raudoitus sijoittuu yleensä pääosin laatan kentissä alapintaan ja pilareiden kohdalla laatan yläpintaan. Pilareiden kohdalla käytetään usein

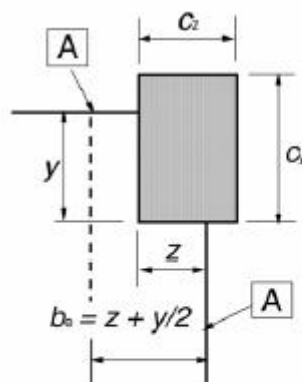
myös lävistysraudoitteita. Jännepunosten ja pehmeiden pääterästen optimoidulla yhteiskäytöllä voidaan jännitettävien punosten määrää vähentää. Samalla jännitystyöhön kuuluva aika ja jännityskustannukset pysyvät kohtuullisina [8].

Välipilareiden kohdalla laatussa tulee olla alapinnan raudoitusta vähintään kaksi tankoa laatan molempien pääakselien suunnassa siten, että raudoitus kulkee pilarin läpi. Kuvan 3.16 mukaiselle pilarikaistan leveydelle b_e sijoitetaan vapaata reunaa vastaan koh-tisuorassa oleva taivutusmomenttien siirtämiseen reuna- tai nurkkapilarille tarkoitettu raudoitus. Mikäli momenttikuvaajan kulkua ei tarkemmin määritetä, ulotetaan välipila-rien kohdalle yläpinnan raudoitukseksi 50 % täyden negatiivisen momentin edellyttä-mästä raudoituksesta vähintään 0,125-kertaisen kenttävälin leveydelle pilarin kummal-lakin puolella [8].



Huom: y voi olla $> c_y$

a) Reunapilari



Huom: z voi olla $> c_z$ ja y voi olla $> c_y$

b) Nurkkapilari

A Laatan reuna

HUOM. y on etäisyys laatan reunalta pilarin sisimpään pintaan.

Kuva 3.16 Pilarikaistan leveys b_e [8].

Muualla, kuin pilareiden kohdalla, pilarilaatassa voidaan soveltaa eurokoodin SFS EN-1992-1-1 mukaista umpilaatan raudoituksen yksityiskohtien suunnittelusääntöjä [8].

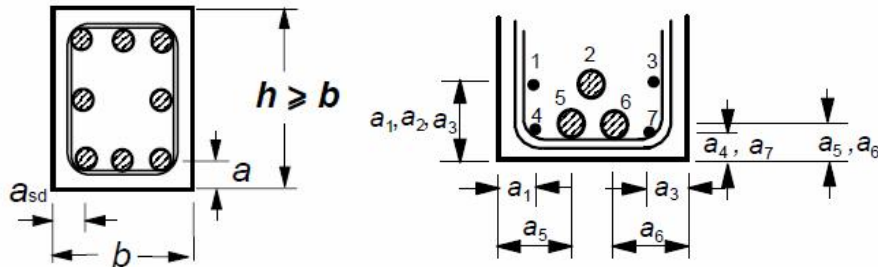
3.5 Palomitoitus

Betonirakenteiden palomitoitus on käsitelty eurokoodin osassa EN 1992-1-2 ja palo-kuormat osassa EN 1991-1-2. Palomitoitusmenelmänä tässä työssä esitellään tarkemmin vain taulukkomitoitus.

Palonkestävyyden määrittäminen taulukoilla perustuu palonkestoaikoihin ja niitä vas-taaviin betonipoikkileikkauksen vähimmäismittoihin sekä pääraudoituksen minimikes-kiöetäisyyksiin. Taulukkomitoitus on hyväksyttävä palomitoitusmenetelmä standardipa-lolle 240 minuuttiin asti ja sen ratkaisut perustuvat kokeista tai kehittyneistä laskenta-

malleista saatuihin tuloksiin. Taulukkomitoituksella mitoitettaessa ei leikkaukseen, vääntöön tai lohkeiluun liittyviä lisätarkasteluja tarvitse tehdä [24].

Kun rakenteen terästys asennetaan yhteen riviin, taulukoissa esiintyvä terästangon, langan tai punoksen keskiöetäisyys a voidaan määritellä, kuten kuvassa 3.17.



Kuva 3.17 Keskimääräisen keskiöetäisyyden a_m laskemiseen käytettävät mitat [24].

Taulukoissa esiintyvä keskiöetäisyys a voidaan, kun käytetään useaan riviin asennettuja punoksia tai teräksiä, korvata keskimääräisellä keskiöetäisyydellä a_m . Keskimääräinen keskiöetäisyys a_m voidaan laskea kaavalla 3.12. Kaava toimii sellaisenaan, mikäli rauditus koostuu teräksistä, joilla on samanlaiset lujuuden ominaisarvot.

$$a_m = \frac{A_{s1}a_1 + A_{s2}a_2 + \dots + A_{sn}a_n}{A_{s1} + A_{s2} + \dots + A_{sn}} = \frac{\sum A_{si}a_i}{\sum A_{si}}, \quad (3.12)$$

missä

A_{si} on terästangon/jänteen poikkileikkausala ja

a_i on terästangon/jänteen keskiöetäisyys lähimmästä palolle altistuneesta pinnasta.

Kun rauditus koostuu teräksistä, joilla on erilaiset lujuuden ominaisarvot, korvataan A_{si} tulolla $A_{si}f_{yki}$ tai $A_{si}f_{pki}$.

Palomitoitustaulukot perustuvat betoniterästen kriittiseen lämpötilaan $\theta_{cr} = 500$ °C. Tarvinnattomissa rakenteissa olevien jännepunosten kriittiseksi lämpötilaksi oletetaan $\theta_{cr} = 350$ °C. Tämä ero otetaan huomioon lisäämällä punosten keskiöetäisyysvaatimukseen aina 15 mm [24].

Mikäli betoniterästä ja jänneterästä käytetään betonipoikkileikkauksessa samanaikaisesti, määritetään niiden keskiöetäisyydet ja siten palonkestävyys erikseen. Vaikka taulukoissa esiintyvä keskimääräinen keskiöetäisyys täyttyisikin, on jokaisen yksittäisen tangon keskiöetäisyyden oltava vähintään R30 palonkestävyysluokan vaatimusta vastaava tai puolet useassa kerroksessa oleville tangoille vaadittavasta keskimääräisestä keskiöetäisyydestä [24].

Tasapaksu jännebetonipilarilaatta, jossa momentin uudelleen jakautuminen on enintään 15 %, voidaan mitoittaa palolle tavanomaisen pilarilaatan säännöillä taulukon 3.3 avulla. Pilarilaatta, joka ei täytä näitä kriteerejä on mitoitettava yhteen suuntaan kantavana laattana taulukolla 3.4, käyttämällä kuitenkin taulukon 3.3 mukaisia minimipaksuuksia. Mikäli laatan minimipaksuusvaatimus täyttyy, täyttyvät kantavuuskriteerin R mukana myös osastoivuuden kriteerit E ja I. Taulukoissa 3.3 ja 3.4 keskiöetäisyydellä a tarkoitetaan aina raudoituksen alimman kerroksen keskiöetäisyyttä, toisin kuin palkeissa [24].

Taulukko 3.3 Teräsbetoni- tai jännebetonipilarilaatan vähimmäismitat ja keskiöetäisyyden vähimmäisarvot [24].

Standardipalonkestävyys	Vähimmäismitat [mm]	
	laatan paksuus h_s	keskiöetäisyys a
REI 30	150	10
REI 60	180	15
REI 90	200	25
REI 120	200	35
REI 180	200	45
REI 240	200	50

Taulukko 3.4 Vapaasti tuettujen, yhteen suuntaan kantavien ja ristiin kantavien teräsbetoni- tai jännebetoniumpilaattojen vähimmäismitat ja keskiöetäisyyden vähimmäisarvot [24].

Standardipalonkestävyys	Vähimmäismitat (mm)			
	Laatan paksuus h_s [mm]	keskiöetäisyys a [mm]		
		yhteen suuntaan kantava	ristiin kantava $I_y/I_x \leq 1,5$	$1,5 < I_y/I_x \leq 2$
1	2	3	4	5
REI 30	60	10	10	10
REI 60	80	20	10	15
REI 90	100	30	15	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

4. JÄNNITETYN PILARILAATAN RAKENNEANALYYSIMENETELMIEN VERTAILU

4.1 Lähtötilanne

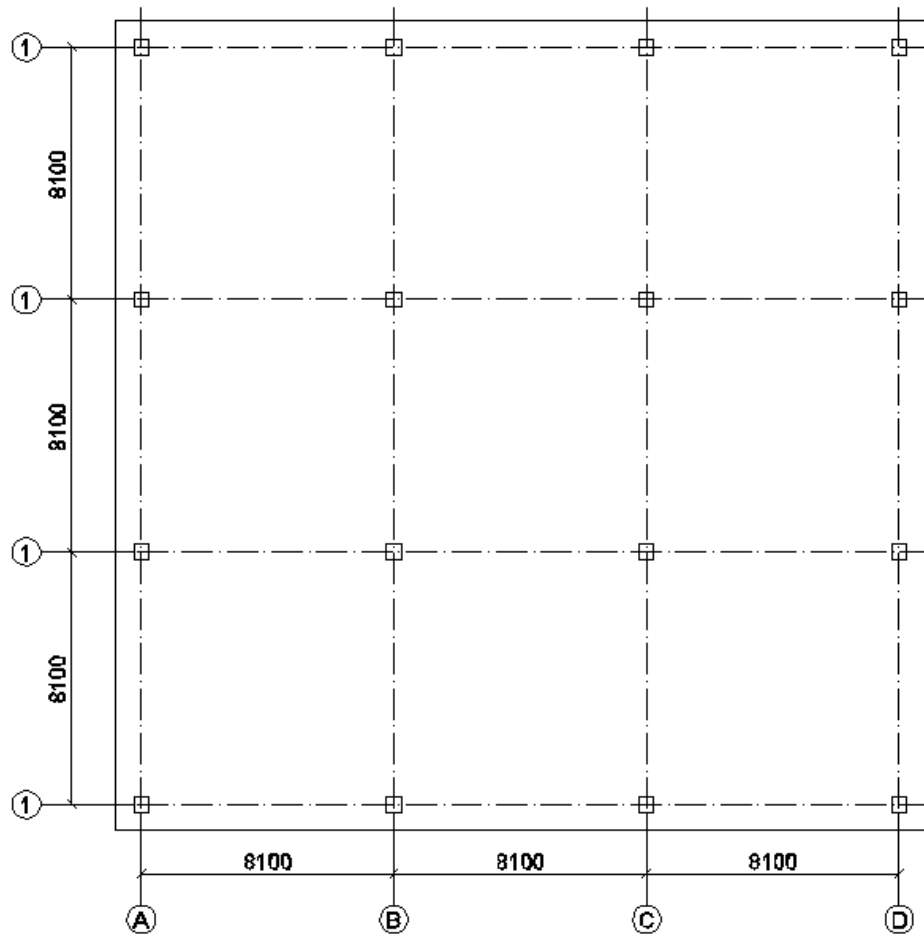
Tartunnattomilla jänteillä jännitetyn pilarilaatan mitoitusta ja analyysimenetelmien vertailua varten tässä työssä laadittiin Microsoft Excel -pohjainen laskentatyökalu.

Vertailulaskelmia varten mitoittettava pilarilaatarakenne on yksinkertainen ja rakenteen jännevälit pidetään symmetrisinä joka suuntaan. Rakenne pyritään pitämään yksinkertaisena, koska työssä on tavoite tehdä selkeitä havaintoja analyysimenetelmien käyttöön liittyvistä eroista ja jännitetyn pilarilaatan mitoituksen haasteista.

Pilarilaatan pilareita ei mitoiteta tässä työssä. Pilareiden tuennat oletetaan nivelellisiksi, jolloin pilarilaatan jäykistys on tehtävä erillisillä jäykistävillä rakenteilla. Jäykistystä ei lasketa tässä työssä. Pilareiden kooksi lävistystarkastelua ja kuorma-analyysia varten valitaan 480x480. Lävistysmitoituksen lähtökohtana on ollut tavoite, ettei pilareille tarvita vahvistuslaattoja tai vahvistussieniä.

4.2 Mitoitettava rakenne

Mitoitetaan pysäköintirakennuksen välipohjana toimiva tasapaksu tartunnattomilla jänteillä jännitetty pilarilaatta. Laatastossa on jännevälejä molempiin suuntiin kolme ja jännevälien pituudet ovat 8,1 m. Jännevälit vastaavat pysäköintiruutujen jakoa. Laatasto jatkuu reunapilareiden yli ulokkeena 0,6 m. Mitoitettava pilarilaatta on esitetty kuvassa 4.1.



Kuva 4.1 Tarkasteltava pilarilaatta.

Jännitetyn pilarilaatan paksuudeksi valitaan mittasuosituksen L/35...L/40 mukaisesti 220 mm. Laskennassa käytetyt materiaalit ja suunnitteluotaksumat on koottu taulukoon 4.1.

Taulukko 4.1 Mitoituksissa käytettävät materiaalit ja lähtötiedot.

Suunniteltu käyttöikä	50 vuotta
Betoni	C35/45
Jännepunokset	Y1860S7, 15,7 mm
Betoniteräs	A500HW
Sementtityyppi	N
Rasitusluokka ylä- /alapinnassa	XC2/XC3
Palonkestovaatimus	R60
Kitkakerroin	0,05
Aaltoisuusluku	0,02
Ankkurointiliukuma	5 mm
Ankkurilevyn koko	130x76
Suojaputken halkaisija	19 mm
Betonin ikä kuormitushetkellä	28 vrk
Ympäröivän ilman suhteellinen	70 %

4.2.1 Kuormat

Mitoitettavaa rakennetta kuormittaa sen omapaino sekä hyötykuormat. Oman painon laskennassa betonin tiheytenä on käytetty arvoa 2500 kg/m^3 . Hyötykuormat pysäköinti-tarkoitukseen mitoitettavalle laatalle valittiin standardin SFS-EN 1991-1-1 kuormaluokan F mukaan:

- $q = 2,5 \text{ kN/m}^2$ (tasainen hyötykuorma)
- $F = 20 \text{ kN}$ (pistemäinen hyötykuorma)

Laatastosta pyritään määrittämään suurimmat mahdolliset negatiiviset ja positiiviset momentit. Tässä onnistutaan vaihtelemalla hyötykuorman vaikutusala kentissä, kohdan 3.2 alussa esitetyllä tavalla. Pinta-alavähennyksiä kuormituksiin ei tehdä.

4.2.2 Jännepunokset

Valitaan pilarilaatassa käytettäväksi jäniteksi Y1860S7 ($d = 15,7 \text{ mm}$ ja $A_p = 150 \text{ mm}^2$). Jännepunokset jännitetään siten, että keskimääräiseksi jännevoimaksi P_m saadaan 189 kN , joka on todettu tällä punostyypillä turvallisesti laskenta-arvoksi. Jänneiden sijoittelussa pyritään noudattamaan liitteen 1 mukaista sijoitteluvaihtoehtoa d, jossa jän-teitä on sijoitettu koko pilarilaatan sivulle molempien sivujen suunnassa.

Jännepunosten jännegeometriaa vaihdellaan vertaillaessa analyysimenetelmiä, jotta saavutetaan rakenteessa pienin mahdollinen taipuma ja saadaan minimoitua tarvittavien jänneiden lukumäärä. Jänneiden ankkurit sijoitellaan kaikissa tapauksissa yhteen riviin, joka sijaitsee rakenteen neutraaliakselilla.

4.3 Rakenneanalyysi

Rakenneanalyysissä vertaillaan ekvivalenttien kehien menetelmän ja elementtimenetelmän mukaisia laskelmia. Rakenneanalyysiin ei valittu plastisuusteorian mukaisia menetelmiä, sillä niillä tarkastelu onnistuu vain murtorajatilassa. Kokemus osoittaa, että varsin usein juuri käyttörajatilan tarkastelut ovat kriittisiä jännitetyillä rakenteilla. Jännitetyt rakenteet ovat siis vahvasti sekä murtorajatilassa että käyttörajatilassa mitoitettavia rakenteita, joihin ekvivalenttien kehien menetelmä ja elementtimenetelmä soveltuvat oletettavasti parhaiten.

Rakennetarkasteluissa tarkastellaan pilarilaataston yhden keskikehän rasituksia ja mitoitusta. Laataston mitat ja jännevälit on valittu symmetrisiksi niin, että pituussuunnan keskikehälle saadut arvot ovat samanlaiset myös poikittaisen suunnan keskikehälle.

Asetetaan mitoitettavan rakenteen jännitysrajoitustarkasteluissa vetojännitysrajaksi betonin keskimääräinen vetolujuus f_{ctm} , jolloin halkeilua ei tarvitse tarkastella. Pidetään pehmeän raudoituksen määrä rakenteita mitoitettaessa ja vertaillaessa vakiona.

5. TULOKSET JA NIIDEN TARKASTELU

5.1 Rasitukset kehässä

Rakenneanalyysiä varten laskettiin ekvivalenttien kehien menetelmällä keskipilareihin tukeutuvan keskikehän momenttirasitukset. Kehä rajautui pilareiden molemmilta puolilta laattakenttien puolivälistä. Momenttirasitukset määritettiin Jigi -ohjelmistolla. Laskentamalli ja taivutusmomenttikuvaajat on koottu liitteeseen 2. Koko keskikehän leveydellä vaikuttavat maksimi- ja minimimomentit murtorajatilassa on koottu taulukkoon 5.1.

Momenttirasitukset pilarilaatassa laskettiin myös elementtimenetelmällä. Laatan pilari-tuennoiksi valittiin Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012 -ohjelmassa pistemäiset niveltuet. Verkotus luotiin asettamalla elementtien maksimikooksi 55 mm ja minimikooksi 10 mm. Taulukkoon 5.1 on koottu taivutusmomenttien summa samalta kehäleveydeltä kuin ekvivalenttien kehien menetelmässä. Summattavat arvot valittiin jakamalla kehä pituussuunnassa pilari- ja keskikaistoihin, joista pilarikaista jaettiin vielä sisempään ja ulompaan pilarikaistaan ja valitsemalla yhden kaistan momentin arvoksi kaistassa esiintyvä keskimääräinen arvo. Kaistajako noudattaa kuvan 3.11 mukaista periaatetta jakaa kehäleveys kaistoihin. Elementtimenetelmällä analysoidut momenttirasitusmallit on esitetty liitteessä 3.

Taulukon 5.1 arvoissa on huomioitu x- ja y-akselien suuntaiset taivutusmomentit M_x ja M_y sekä momentti M_{xy} , joka kuvaa taivutusvääntömomenttia. Momentti M_{xy} saavuttaa tässä työssä huippunsa pilarilaatan jännevälien neljännessä pisteessä. Momenttihuiput voi helposti huomata liitteen 3 kuvasta L3.3. Poikkileikkauksen määräävät positiiviset ja negatiiviset momentit löytyivät kuitenkin jännevälien keskeltä ja tuilta, joissa M_{xy} on nolla. Momentin M_{xy} vaikutus, momenttien M_x ja M_y lisänä, on kuitenkin huomioitava esimerkiksi jänteiden geometrian ja pehmeän raudoituksen ankkuroinnin suunnittelussa jännevälin muissa kohdissa. Elementtimenetelmää käyttävät tietokoneohjelmat laskevat momentin M_{xy} usein muun laskennan yhteydessä.

Taulukko 5.1 Murtorajatilan momentit ilman jännevoiman vaikutuksia koko kehän leveydellä.

Analyysi menetelmä	B [m]	Momentti M_{mrt} [kNm]						
		RT 1	Ke 1	KT 1	Ke 2	KT 2	Ke 3	RT 2
Ekvivalenttien kehien menetelmä	8,1	-14,69	+463,58	-568,90	+234,82	-568,90	+463,58	-14,69
Ekvivalenttien kehien menetelmä (RT = 0,15*Ke)	8,1	-69,54	+463,58	-568,90	+234,82	-568,90	+463,58	-69,54
Elementtimenetelmä	8,1	-158,84	+364,16	-592,54	+228,47	-592,54	+364,16	-158,84

RT = Reunatuki, Ke = Kenttä, KT = Keskituki

Taulukosta 5.1 huomataan momenttien summan keskituilla ja keskikentässä olevan samaa suuruusluokkaa sekä ekvivalenttien kehien menetelmällä että elementtimenetelmällä laskettuna.

Ainoan poikkeuksen kokonaismomentin suuruudessa aiheuttaa laataston reunatuet, joihin elementtimenetelmä laskee huomattavasti suuremman negatiivisen taivutusmomentin, sekä reunakentät, joihin elementtimenetelmällä saadaan pienemmät kuormat. Momenttikeräily reunatuella on kuitenkin eurokoodin mukaan oltava 15 % kenttäkuormasta tahattoman kiinnitysmomentin huomioimiseksi, mikä suurentaa ekvivalenttien kehien menetelmällä saatua reunatuen negatiivisen momentin arvoa huomattavasti.

Momenttien erisuuri arvo reunatuilla eri menetelmillä on merkittävä. Elementtimenetelmä keskittää momenttia reunatuelle, jolloin se kompensoituu pienempänä reunakentän momenttina ekvivalenttien kehien menetelmällä saatuihin kuormituksiin verrattuna. Seuraavissa tarkasteluissa pyritään määrittämään erisuurien reunatukimomentin vaikutuksia mitoitukseen.

5.2 Rasitusten jakaminen kaistoittain

Yhdensuuntaisen kehän negatiivisten ja positiivisten momenttien jakaminen pilari- ja keskikaistoille ei ole ekvivalenttien kehien menetelmässä yksiselitteistä. Eurokoodin standardin SFS 1992-1-1 mukainen mitoitusohje antaa suunnittelijalle vapaammat kädet momenttien jakamiseen kuin muut lähteet. Betoniyhdistyksen julkaisun By210 mukainen ohje toisaalta keskittää kuormaa eniten kapealle pilarikaistalle. Taulukkoon 5.2 on koottu tutkittavien ekvivalenttien kehien menetelmää noudattavien rakenneanalyysita-

pausten momenttien jakautuminen sekä kaistaleveydet. Tapaukset 1-4 noudattavat eurokoodin mukaista ohjeistusta. Tapaus 5 on julkaisun By210 mitoitusohjeen mukainen ja tapaus 6 noudattaa T.Y. Lin julkaisun Design of prestressed concrete structures -mukaista ohjetta. Kaikissa tapauksissa momenttien summa on 100 % kehän kokonaismomentista.

Taulukko 5.2 Ekvivalenttien kehien menetelmällä tutkittavat momentti- ja kaistajaot.

Tapaus	Kaistat pk/kk	Negatiiviset momentit	Positiiviset momentit
1	4050/4050	80% / 20%	70% / 30%
2	4050/4050	60% / 40%	50% / 50%
3	4050/4050	80% / 20%	50% / 50%
4	4050/4050	60% / 40%	70% / 30%
5	2025/6075	75% / 25%	60% / 40%
6	4050/4050	75% / 25%	55% / 45%

Taulukkoon 5.3 on kerätty taulukossa 5.2 esitettyjen tapausten mukaiset mitoittavat momenttirasitukset kaistoittain. Taulukossa reunatukien momentteina ovat esitetty 15 % reunakenttien kuorman mukaiset momentit tahattoman kiinnitysmomentin huomioimiseksi. Momentteihin on huomioitu myös jänteiden aiheuttamat pakkomomentit M_p .

Taulukko 5.3 Ekvivalenttien kehien menetelmän mitoitusmomentit pilarikaistalle (pk) ja keskikaistalle (kk) eri tapauksissa.

Ta pa us	Kai sta	Le- veys [mm]	Mitoitusmomentti M_d [kNm]						
			RT 1	Ke 1	KT 1	Ke 2	KT 2	Ke 3	RT 2
1	pk kk	4050	-48,68*	+262,94	-521,75	+159,77	-521,75	+262,94	-48,68*
		4050	-20,86*	+128,85	-199,14	+62,07	-199,14	+128,85	-20,86*
2	pk kk	4050	-34,77*	+196,17	-379,94	+114,73	-379,94	+196,17	-34,77*
		4050	-34,77*	+214,55	-234,50	+103,20	-234,50	+214,55	-34,77*
3	pk kk	4050	-34,77*	+173,48	-518,28	+113,04	-518,28	+173,48	-34,77*
		4050	-34,77*	+214,52	-120,70	+103,20	-120,70	+214,52	-34,77*
4	pk kk	4050	-48,68*	+288,87	-379,94	+161,71	-379,94	+288,87	-48,68*
		4050	-20,86*	+123,34	-233,87	+57,55	-233,87	+123,34	-20,86*
5	pk kk	2025	-41,72*	+199,56	-511,68	+134,98	-511,68	+199,56	-41,72*
		6075	-27,81*	+173,61	-146,94	+84,23	-146,94	+173,61	-27,81*
6	pk kk	4050	-38,25*	+203,13	-482,76	+125,25	-482,76	+203,13	-38,25*
		4050	-31,29*	+196,03	-147,28	+95,33	-147,28	+196,03	-31,29*

*Vapaan reunatuen momenttikuorma kasvatettu 15 % kenttäkuormasta tahattoman kiinnitysmomentin huomioimiseksi.

RT = Reunatuki, Ke = Kenttä, KT = Keskituki, pk = pilarikaista, kk = keskikaista

Elementtimenetelmän eräs ongelma on mitoittavan rasituksen ja elementtiverkon tiheyden valitseminen pistemäisen pilarintuen kohdalla. Tämän työn yksi tavoite on selvittää sopiva kaistaleveys pilarilaatassa elementtimenetelmän tukimomenteille, josta ne voidaan lukea keskimääräisinä. Tavoite on saada momenttirasitukset vastaamaan mahdollisimman tarkasti ekvivalenttien kehien menetelmän lineaarisen kimmoteorian mukaisia momenttirasituksia.

Silloissa sovellettava kohdassa 3.2.4 eurokoodin soveltamisohjeen -NCCI 2 mukainen momentintausmenetelmä ei voitu soveltaa esimerkkitapauksen pilarilaattaan, sillä pilarin halkaisijan suhde laatan teholliseen korkeuteen ei toteuttanut rajaehdot. Ohuilla pilarilaatoilla eurokoodin soveltamisohjeessa -NCCI 2 esittelemän momentintausmenetelmän käyttö on tästä päätellen rajoittunutta.

Kohdan 3.2.4 kuvassa 3.11 esitettyä momentintausmenetelmää on sovellettu tämän työn esimerkkitapauksessa. Elementtimenetelmällä lasketut mitoitusmomentit eri kaistoissa on koottu taulukkoon 5.4. Momentteihin on huomioitu myös jänteiden aiheuttamat pakkomomentit M_p .

Taulukko 5.4 *Elementtimenetelmän mitoitusmomentit pilarikaistoille (pk) ja keskikaistoille (kk).*

Kaista	Kaistaleveys [mm]	Mitoitusmomentti M_d [kNm]						
		RT 1	Ke 1	KT 1	Ke 2	KT 2	Ke 3	RT 2
kk	2025	-12,86	82,59	-84,57	62,11	-84,57	82,59	-12,86
ulompi pk	1012,5	-8,81	43,33	-65,67	27,48	-65,67	43,33	-8,81
sisempi pk	2025	-148,17	73,29	-383,82	90,88	-383,82	73,29	-148,17
ulompi pk	1012,5	-10,62	43,33	-65,67	27,48	-65,67	43,33	-10,62
kk	2025	-10,02	82,59	-84,57	62,11	-84,57	82,59	-10,02

RT = Reunatuki, Ke = Kenttä, KT = Keskituki, pk = pilarikaista, kk = keskikaista

5.3 Punosmäärät kaistoissa

Jännitettävien punosten pienin mahdollinen määrä voidaan määrittää erilaisilla ekvivalenttien kehien menetelmän mukaisilla kaistaleveyksillä ja momenttien jakosuhteilla ja verrata niitä elementtimenetelmän mukaiseen punosmäärään. Jänteiden määrät eri mitoitus tapauksissa on koottu taulukkoon 5.5. Taulukon 5.5 jänteiden jännitysvoima on pidetty vakiona, jolloin jänteiden määrät ovat paremmin vertailtavissa.

Taulukko 5.5 Jänteiden määrät kaistoissa eri tapauksissa.

Tapaus	Laataston paksuus [mm]	Pilarikaista	Keskikaistat	Kaistat yhteensä
1	220	3,7/m	0,65/m	18
2	220	2,2/m	1,1/m	14
3	220	3,6/m	1,1/m	20
4	220	2,2/m	1,1/m	14
5	220	9,7/m	0,3/m	22
6	220	3,2/m	0,8/m	17
Elementtimenetelmä	220	6,5/m +1,4/m	0,40/m	20

Taulukon 5.5 tuloksista huomataan, että elementtimenetelmällä laskettujen rasiusten mukaisen pilarilaatan kaistojen yhteisjännemäärä on suurempi kuin suurimmalla osalla ekvivalenttien kehien menetelmällä lasketuilla kaistoilla. Kaikki ekvivalenttien kehien menetelmän mukaiset jännemäärät eivät riittäisi elementtimenetelmällä mitoittettavan pilarilaatan mitoittamiseen toimivana.

Ekvivalenttien kehien menetelmällä tehty rakenneanalyysi tapauksessa 3 vastaa punosmäärältään elementtimenetelmän mukaisella analyysillä mitoittettua punosmäärää. Tulos on ilmeinen, sillä momenttien jako pilari- ja keskikaistoille on hyvin samankaltainen kuin momenttien jakautuminen elementtimenetelmällä laskettaessa.

Jänteiden määrissä voidaan havaita myös suurta vaihtelua, kun laskenta tehdään ekvivalenttien kehien menetelmällä. Tapauksen 2 ja 4 mukaiset momenttien jaot mahdollistavat laatan kaikkein pienimmällä jänteiden määrällä. Ero elementtimenetelmän mukaiseen jännemäärään on merkittävä. Tapauksia 2 ja 4 yhdistää keskituen momentin jakautuminen tasaisimmin kehän leveydelle, jolloin momenttihuippu mitoittavassa kaistassa on pienimmillään. Muihin lähdeteoksiin verrattuna standardin SFS 1992-1-1 mukaisesti mitoitetuissa tapauksissa 2 ja 4 käytetyt tukimomenttien osuudet (60 %) pilarikaistoille ovat huomattavan pieniä.

Momentti kuorman keskittämisestä pilarikaistalle on huomattavimpana etuna useamman jännepunoksen mahdollinen sijoittaminen pilarin lävistyskartion sisäpuolelle, jolloin ne voidaan hyödyntää laataston lävistysmitoituksessa. Taulukossa 5.6 on esitetty lävistyskestävyyden arvot raudoittamattomina keskipilarin kohdalla eri tapauksissa, kun koko kehän leveydelle lasketuista punoksista vähintään 50 % sijoitetaan sisimmän 25 % leveydelle. Lävistyskartion sisäpuolelle sijoitetaan punoksia siten, että jäljelle jäävä osuus pilarikaistasta on tasaisesti jännitetty.

Taulukko 5.6 Jänteiden määrät keskipilarin kohdalla ja lävistysvoima eri tapauksissa.

Tapaus	Punosmäärä sisimmän 25 % leveydellä yhdessä suunnassa	Punosmäärä lävistyskartion sisällä molemmissa suunnissa	Lävistysvoima keskipilarilla [kN]	Keskipilarin lävistyskestävyys raudoittamattomana [kN]
1	9	8	480,10	480,67
2	7	6	494,37	473,68
3	10	8	480,10	480,67
4	7	6	494,37	473,68
5	20	10	465,83	487,84
6	9	8	480,10	480,67
Elementtimenetelmä	13	9	472,96	483,41

Taulukosta 5.6 nähdään että kaikissa tapauksissa jänteiden määrä pilarin lävistyskartion sisällä ei ollut riittävä lävistyskestävyyden kannalta. Tapauksissa, joissa lävistysvoima ylittää lävistyskestävyyden, on lisättävä lävistysraudoitusta. Lävistyskestävyyden laskennassa on mukana myös pilarin kohdalla laatasta olevien yläpinnan betoniterästen vaikutus. Betoniteräksiä on kaikissa mitoitus tapauksissa sama määrä.

Eurokoodin standardi SFS 1992-1-1 ohjeistaa jänteiden sijoittelusta pilareiden läheisyyteen vain 50 % jänteiden sijoittamisen sisimmän 25 % leveydelle, mutta ei ota kantaa siihen, että miten jänteet voidaan asettaa tämän leveyden sisällä. Tasaisesti asennettuna koko sisemmän kaistan leveydelle jänteistä ei saada niin suurta hyötyä lävistysmitoitukseen kuin, jos ne asennettaisiin kokonaisuudessaan pilarin lävistyskartion sisäpuolelle. Liitteen 1 mukaisista jänteiden sijoitteluvaihtoehtoista vaihtoehtoja a-c on tutkittu lähteissä [14][25]. Punosien sijoitteluvaihtoehtoista ja laatan käyttäytymisestä niiden mukaan olisi hyödyllistä koota ohjeita Suomen standarditasolla asti.

Reunatukien momenttien erilainen jakautuminen menetelmien välillä ei vaikuttanut merkittävästi kaistojen mitoitukseen. Kaistojen mitoitukseen vaikutti eniten keskituella vaikuttava negatiivinen momentti, joka kaikissa mitoitus tapauksissa määräsi jänteiden määrän. Kaikkein parhaiten jänteistä saa hyödyn irti, kun positiiviset ja negatiiviset momentit ovat itseisarvoltaan samansuuruisia.

Työssä valitut momentintasausmenetelmä ja kaistaleveydet elementtimenetelmän mukaisessa mitoituksessa on punosmäärien ja lävistysmitoituksen perusteella toimivia. Punosien jakautuminen laatan leveydelle on tapauksen 1 ja 5 kaltainen. Lävistyskestävyyden kannalta punoksia on riittävästi keskipilarin lävistyskartion sisällä.

5.4 Mitoitustyökalu

Työn keskeinen tavoite oli kehittää toimiva mitoitustyökalu Microsoft Excel -ohjelmalla, jolla voitaisiin mitoittaa luotettavasti tartunnattomilla punoksilla jännitettyjä pilarilaattoja. Mitoitustyökalulla mitoitettiin kaikki tämän työn vertailuissa käytetyt laattakaistat. Mitoitustyökalun esimerkkituloste on esitetty liitteessä 4.

Taulukkolaskentaohjelma Excel on selkeä ja helppokäyttöinen laskentapohjien kehittämistä varten. Jänteiden maksimijännitysvoiman määrittäminen aiheutti suurimman ongelman taulukkolaskennassa, mikä lopulta ratkaistiin niin, että käyttäjän on itse iteroitava jänteille sopiva maksimijännitysvoima. Taulukkolaskentaan perustuva laskentapohja on myös hyvin työläs toteuttaa mitoittamaan usean jännevälin rakenteita. Työkalua voitakin jatkokehittää mitoittamaan useampia jännevälejä.

Mitoitustyökalun toteutus on toimiva, mutta vaatii käyttäjältään syvällistä perehtymistä jännitettyihin rakenteisiin. Työkalun laskenta on suoraviivaista ja se vaatii, että jokainen syötettävä arvo on oikein, jotta tulos on luotettava. Mitoitustyökalua tullaan hyödyntämään jatkossa jännitettyjen rakenteiden suunnittelussa.

6. PÄÄTELMÄT

Jännitetyt rakenteet on käsitelty yleisellä tasolla hyvin eurokoodin standardissa SFS-EN 1992-1-1. Jälkijännitetyistä rakenteista erityisesti pilarilaattoja on suomen kielisessä kirjallisuudessa ja standardeissa käsitelty kuitenkin vähän. Englannin kielisiä julkaisuja jännitetyistä pilarilaatoista on olemassa enemmän. Suomen kielisessä aineistossa jännitetyjä rakenteita käsitellään pääosin palkkirakenteiden mitoitukseen soveltuvalla tavalla. Suurin osa jännitetyistä pilarilaattoja käsittelevistä julkaisusta ovat melko vanhoja ja viittaavat tiettyihin perusteoksiin.

Jännitettyjen pilarilaattojen detaljoinnista on suomen kielisessä kirjallisuudessa hyvin vähän aineistoa. Eurokoodin standardit kaipaivat erityisesti lävistysmitoituksen päivitystä sekä ohjeita jänteiden detaljoinnista ja hyödyntämisestä pilarilaatan lävistyskestävyydessä pilareiden kohdalla.

6.1 Yleiset havainnot jännitetyn pilarilaatan mitoituksesta

Tässä diplomityössä laattakaistojen mitoitukseen käytetty mitoitusyökalu osoittautui haastavaksi ja työlääksi luoda. Jännitetyt rakenteet sisältävät runsaasti eri muuttujia, joiden selkeä esiintuominen käyttäjälle on haasteellista. Mitoitusyökalu on kuitenkin toimiva ja sen käyttöön perehtyneen suunnittelijan ymmärrettävissä.

Työssä rakenneanalyysimenetelmien vertailua varten mitoitetuista laatoista voitiin havaita jännitetyille pilarilaatalle ominaisia ongelmakohtia. Eräs huomattava ongelma ohuissa laatoissa, joissa mitoittavassa kaistassa jänteiden ankkurit ovat tiheästi vierekkäin, on ankkureiden alla olevan betonin paikallinen puristuskestävyys. Hyvin ohuissa ja kevyesti kuormitetuissa laatoissa ankkureita ei voitu laittaa useampaan kuin yhteen riviin, koska tällöin paikallinen puristuskapasiteetti ei ollut riittävä. Yhdessä rivissä ankkureiden paikallisen puristuksen jakautumiskartio siirtyi myös hyvin lyhyen etäisyyden päässä reunoille asti ja paikallinen puristuskestävyys oli lähellä ylittyä. Ohuella laaatalla hieman tavallista lujemman betonin valitseminen osoittautui ongelmaa lieventäväksi. Laattakaistat mitoittivat pääosin käyttörajatilassa esiintyvät jännitystilat.

Tutkimuksessa selvisi odotetusti, että murtorajatilassa pilarilaatan lävistyminen pilareiden kohdalla on tärkeä suunnitella tarkasti. Jänteiden sijoittaminen pilareiden kohdalle vähentää huomattavasti lävistysvoiman vaikutusta, eikä kaikissa vertailulaskelmien pilarilaatoissa tarvita lävistysraudoitteita lävistyskestävyyden parantamiseksi.

6.2 Rakenneanalyysistä

Jännitettyjen pilarilaattojen rakenneanalyysimenetelmiä on eurokoodin standardissa SFS-EN 1992-1-1 käsitelty huonosti. Tässä työssä tehty vertailu rakenneanalyysimenetelmien kesken on hyvä esimerkki siitä, miten eurokoodissa esitetty ekvivalenttien kehien menetelmän käyttöohjeet ovat huonosti rajattuja ja voivat johtaa hyvin monenlaisiin ratkaisuihin. Muista lähteistä kootut ohjeet rajasivat tehokkaammin menetelmän käyttöä ja tuottivat myös luotettavia ja samankaltaisia tuloksia verrattuna elementtimenetelmällä saatuihin tuloksiin.

Jännitettyjen pilarilaattojen analyysimenetelmäksi voidaan suositella tässä työssä vertailtuja ekvivalenttien kehien menetelmää ja elementtimenetelmää, sillä niiden avulla rakennetta voidaan tarkastella sekä käyttö- että murtorajatilassa ja niiden avulla lasketut tulokset vastaavat hyvin toisiaan.

Ekvivalenttien kehien menetelmän etuna on sen helppokäyttöisyys ja joustavuus. Ekvivalenttien kehien menetelmää tulee kuitenkin käyttää varauksella ja tietyin rajauksin. Suurin osa negatiivisista momenteista kannattaa keskittää elementtimenetelmän tavoin pilarikaistalle.

Eurokoodit eivät ota kantaa ekvivalenttien kehien menetelmän jännitysten käyttäytymiseen kokonaan puristetussa pilarilaatassa. Eurokoodin standardi SFS EN 1992-1-1 ei erittele jännitettyjen ja jännittämättömien rakenteiden rakenneanalyysiä mitenkään ja sen mukaan molemmilla tavoilla tehtävät laatat voidaan analysoida samoilla menetelmillä. Jännittämättömässä pilarilaatassa momentit jakautuvat uudelleen ensimmäisten halkeamien syntyessä, jolloin kuormitus saattaa rakenteen käyttöhetkellä olla hyvin eritavalla jakautunut kuin jännitetyssä pilarilaatassa.

Elementtimenetelmää pidetään hyvin luotettavana rakenneanalyysimenetelmänä. Elementtimenetelmän ongelmaksi on osoittautunut kuitenkin pistemäisten tukien tai kuormien oikeanlainen analysointi. Tässä työssä esitellyt menetelmät huippumomenttien tasaamiseksi pilareiden kohdalla osoittautuivat toimiviksi. Mitoitettavat laatat ja jänteiden sijoittuminen laatan eri kaistoille olivat hyvin samankaltaisia, kuin yksinkertaistavalla ekvivalenttien kehien menetelmällä.

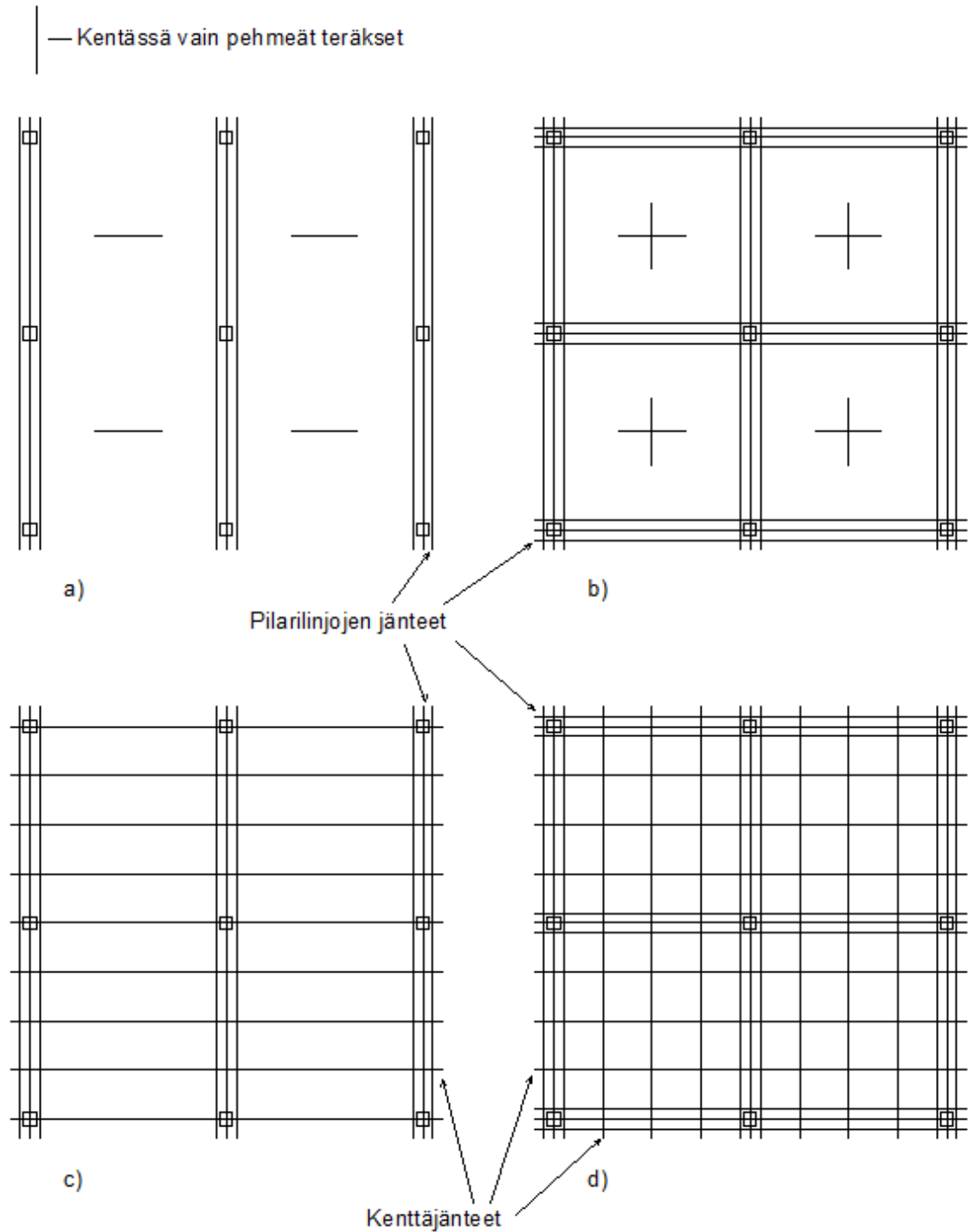
Tämän diplomityön perusteella tehokkaaksi menetelmäksi jännitetyn pilarilaatan rakenneanalyysissä voidaan suositella molempia menetelmiä käytettäväksi samanaikaisesti. Elementtimenetelmällä voidaan tarkastaa ekvivalenttien kehien menetelmän momenttien oikeat jakautumissuhteet ja ekvivalenttien kehien menetelmällä voidaan arvioida elementtimenetelmän pistemäisten kuormien momenttien pyöristymistä oikealla tavalla.

LÄHTEET

- [1] Leskelä, M. by210, Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008. Helsinki 2008, Suomen betoniyhdistys r.y. 711 s.
- [2] Lindberg, Ralf. RTEK-3230, Jännitetyt betonirakenteet 2011. Tampere, Tampereen teknillinen yliopisto. Luentomateriaali.
- [3] Paasikallio, K, Mikkola, M. ja Nyman, K-G. Jännebetonirakenteiden mekaniikka ja mitoitus, 1-luokan betonirakenteiden suunnittelija. Helsinki 1989. Suomen betoniyhdistys ry. 215 s.
- [4] Ritz, P, Matt, P, Tellenbach, C, Schlub, P, Aeberhard, H.U. Post-Tensioned Slabs. Berne 1985. VSL International LTD. 44 s.
- [5] Betoniyhdistyksen käyttöselostelista. Helsinki 2015. Suomen betoniyhdistys r.y. 9 s.
- [6] SFS-EN 1990 + A1 + AC. 2006. Eurokoodi 0: Rakenteiden suunnitteluperusteet. Suomen Standardisoimisliitto SFS 185 s.
- [7] SFS-EN 1991-1-1 + AC 2002. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat, tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat. Suomen Standardisoimisliitto SFS 72 s.
- [8] SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC. 2015. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Suomen Standardisoimisliitto SFS. 219 s.
- [9] Suomen kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1-1, Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. 2009, Ympäristöministeriö. 15 s.
- [10] By 2 B Jänneteräksen käyttöseloste, käyttöseloste nro 376M1. Helsinki 2013. Suomen Betoniyhdistys ry. 4 s.
- [11] Eurokoodin soveltamisohje, Betonirakenteiden suunnittelu –NCCI 2 verkkojulkaisu. Helsinki 2012, Liikennevirasto. 112 s.
- [12] Marttila, Ulla 2008. Jännitettyjen betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan. Diplomityö, Rakennustekniikan laitos. 176 s.
- [13] by 27 Tartunnattomat jänteet betonirakenteissa, Suunnittelu- ja rakentamisohjeet sekä pilarilaataston mitoitus esimerkki. Helsinki 1988. Suomen betoniyhdistys ry. 33 s.

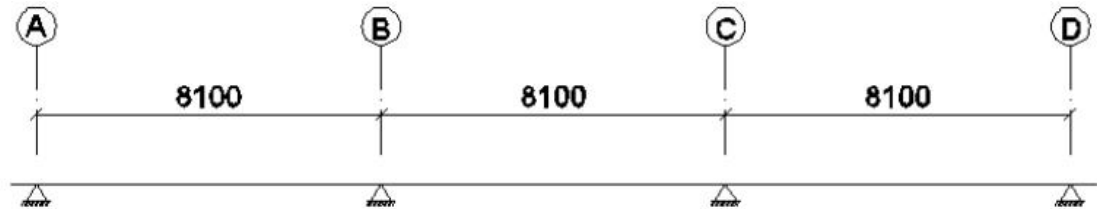
- [14] Lin, T.Y, Burns, N.H. Design of prestressed concrete structures. New York 1981. Wiley. 646 p.
- [15] Ranua, Risto 2014. Jännebetonirakenteen halkeilun hallinta tartunnattomia jän-teitä käytettäessä. Diplomityö, Rakennustekniikan laitos. 107 s.
- [16] Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan. Osa 8: Taipuma. Helsinki 2012. Rakennustuoteteollisuus RTT ry, betoniteollisuus – jaosto. 9 s.
- [17] RakMK B4. Betonirakenteet, ohjeet 2005. Helsinki 2004. Ympäristöministeriö. 83 s.
- [18] Pilarilaattaohje. Helsinki 1989, Suomen Betoniteollisuuden Keskusjärjestö SBK. 119 s.
- [19] Nykyri, P. by211, Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2014. Helsinki 2014, Suomen betoniyhdistys r.y. 215s.
- [20] Brooker, O. How to design reinforced concrete flat slabs using Finite Element Analysis. 2006 The Concrete Centre. 16s.
- [21] Outinen,H. Pramila, A. Lujuusopin elementtimenetelmän käyttö, Nide 1. Tampe-re, 1988, Tampereen teknillinen korkeakoulu. 238 s.
- [22] Outinen, H. Pramila, A. Lujuusopin elementtimenetelmän käyttö, Nide 2. Tam-pere, 1988, Tampereen teknillinen korkeakoulu. 474 s.
- [23] Toriseva, Tuomas 2014. Pilarilaattojen suunnittelu eurokoodien mukaan. Diplo-mityö, Rakennustekniikan laitos. 97 s.
- [24] SFS-EN 1992-1-2. 2005. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Yleiset säännöt. Rakenteiden palomitoitus. Suomen Standardisoimisliitto SFS. 94 s.
- [25] Rombach, G. Spannbetonbau. Berliini 2010. Ernst & Sohn. 608 s.

LIITE 1: ERILAISIA JÄNNEPUNOSTEN SIJOITTELUMAHDOLLI- SUUKSIA JÄNNITETYSSÄ PILARILAATASSA

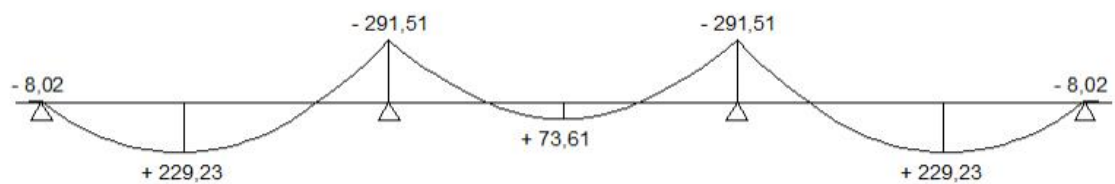


Kuva L1.1 Erilaisia jänteiden sijoittelumahdollisuuksia jännitetyssä pilarilaatassa
[4][14][25]

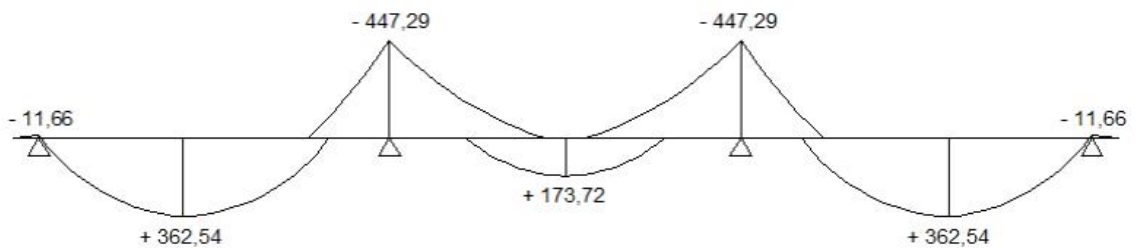
LIITE 2: EKVIVALENTTIEN KEHIEN MENETELMÄLLÄ LASKE- TUT PILARILAATAN KESKIKEHÄN TAIVUTUSMOMENTTIRASI- TUKSET



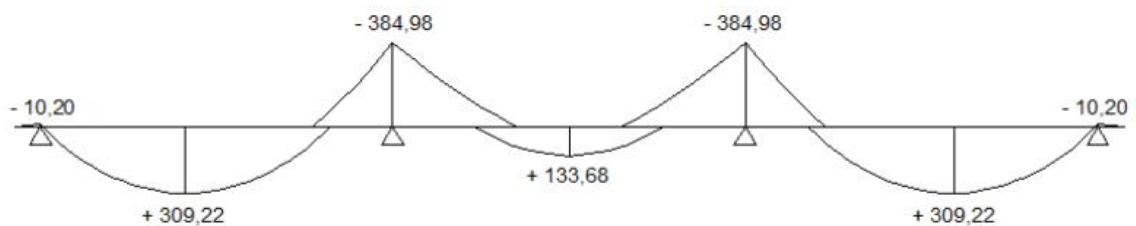
Kuva L2.1 Kehän laskentamalli.



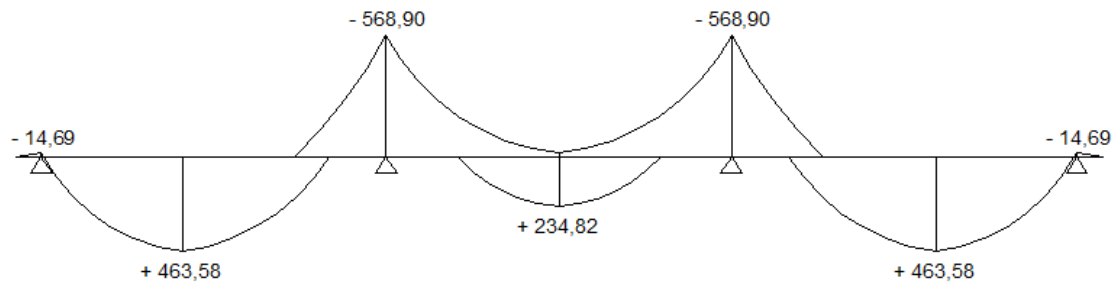
Kuva L2.2 Omapainon aiheuttamat momentit ilman reunatukien momenttien korotusta 15 % kenttämomentista.



Kuva L2.3 Käyttörajan momentit ominaisyhdistelmällä ilman jännevoiman vaikutusta ja reunatukien momenttien korotusta 15 % kenttämomentista.



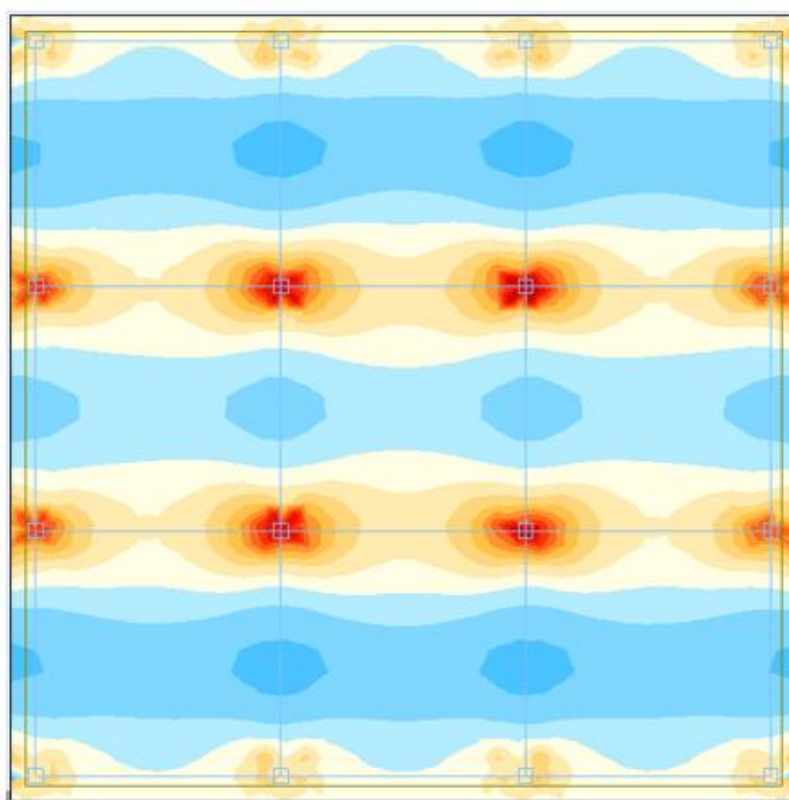
Kuva L2.4 Käyttörajan momentit pitkäaikaisyhdistelmällä ilman jännevoiman vaikutusta ja reunatukien momenttien korotusta 15 % kenttämomentista.



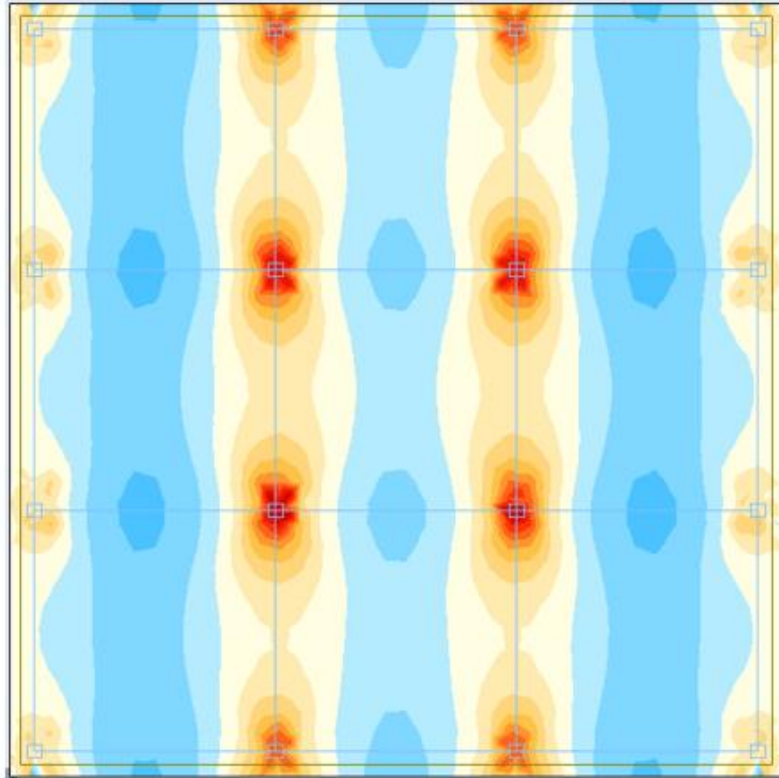
Kuva L2.5 Murtorajatilan momentit ilman jännevoiman vaikutusta ja reunatukien momenttien korotusta 15 % kenttämomentista.

LIITE 3: ELEMENTTIMENETELMÄLLÄ LASKETUT PILARILAATAN TAIVUTUSMOMENTTIRASITUKSET

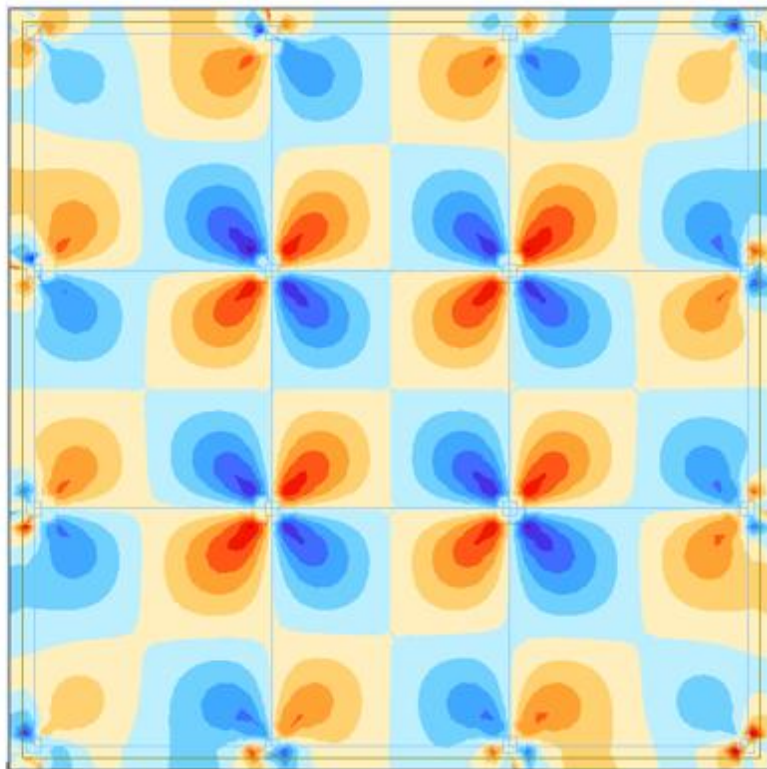
Tässä liitteessä on esitetty esimerkkinä käytetyn pilarilaatan taivutusmomenttirasitukset. Laskenta ja kuvat on tehty Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012 –ohjelmistolla. Tuloksia on vertailtu Frilo -ohjelmistolla laskettuihin vastaaviin tuloksiin mahdollisten käyttäjän syötteistä riippuvien virheiden minimoimiseksi. Laskennassa laatan paksuutena on käytetty arvoa 220 mm ja pilareiden tuenta on pistemäinen nivel-tuki. Verkotus on luotu asettamalla elementin maksimikooksi 55 mm ja minimikooksi 10 mm.



Kuva L3.1 Esimerkin pilarilaatan taivutusmomenttirasitus murtorajatilassa Y-suunnassa. Punainen väri kuvaa negatiivisen momentin aluetta ja sininen positiivisen momentin aluetta.



Kuva L3.2 Esimerkin pilarilaatan taivutusmomenttirasitus murtorajatilassa X -suunnassa.



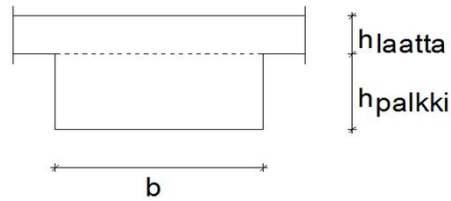
Kuva L3.3 Esimerkin pilarilaatan taivutusmomenttirasitus murtorajatilassa XY -suunnassa.

LIITE 4: KOLMIAUKKOISEN LAATTAKAISTAN ESIMERKKILASKELMA, TAPAUS 1 PILARIKAISTA

RAKENTEEN GEOMETRIA:

Palkin/kaistan koko:

$h_{\text{palkki}} =$	0	mm
$b =$	1000	mm
$h_{\text{laatta}} =$	220	mm



Palkin/kaistan pituus:

$n_{\text{jännevälit}}$	3	kpl	Jännevälien määrä
$L_1 =$	8,1	m	1. jännevälän pituus
$L_2 =$	8,1	m	2. jännevälän pituus
$L_3 =$	8,1	m	3. jännevälän pituus
$L_y =$	8,1	m	Jänneväli poikittaiseen suuntaan
$L_{\text{tot.}} =$	24,3	m	Rakenteen kokonaispituus

KUORMAT JA VOIMASUUREET:

Kuormat:

pysyvät kuormat:

$g_{k1} =$	44,55	kN/m	Palkin ja välipohjan oma paino
$g_{k2} =$	0	kN/m	Pintarakenteet
$G_{k1} =$	0	kN	Pysyvä pistekuorma

muuttuvat kuormat:

$q_{k1} =$	2,5	kN/m ²	Hyötykuorma, ajoneuvokuorma tms.
$q_{k2} =$	0	kN/m ²	Hyötykuorma
$Q_1 =$	20	kN	Ajoneuvokuorman pistekuorma

Palkissa vaikuttavat määräävät voimasuureet ilman jännevoiman vaikutusta:

	$M_{\text{krt,g}}$	$M_{\text{krt,omin.}}$	$M_{\text{krt,pitk.}}$	M_{mrt}	$M_{\text{ohj. (1 jän.)}}$	$V_{\text{d,lävistys}}$
reunatuki 1	-5,94	-9,4	-8,02	-12,02	0	280,01
kenttä 1	39,62	62,66	53,45	80,13	-15,43	0
keskituki 1	-57,58	-88,35	-76,05	-112,38	7,02	537,17
kenttä 2	12,72	30,03	23,1	40,59	3,89	0
keskituki 2	-57,58	-88,35	-76,05	-112,38	7,02	537,17
kenttä 3	39,62	62,66	53,45	80,13	-15,43	0
reunatuki 2	-5,94	-9,4	-8,02	-12,02	0	280,01
	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kN

MATERIAALIOMINAISUUDET JA YMPÄRISTÖOLOSUHTEET:

Betoni:	Jännepunokset:				Betoniteräs:	
	C35/45		Y1860S7;15,7		A500HW	
f_{ck}	35 MPa	d_p	15,7 mm	f_{ywk}	500 MPa	
$f_{ck,cube}$	45 MPa	A_p	150 mm ²			
f_{cm}	43 MPa	f_{pk}	1860 MPa			
f_{ctm}	3,209962 MPa	$f_{p0.1k}$	1600 MPa			
$f_{ctk0.05}$	2,246974 MPa	f_{pd}	1454,55 MPa			
$f_{ctk0.95}$	4,172951 MPa	$P_{0,max}$	216 kN			
E_{cm}	34000 MPa	$P_{\infty,max}$	204 kN			
		ϵ_{uk}	0,035 -			
		E_p	195 GPa			

Sementtityyppi: N

Jännitetyt betonirakenteet kuuluvat rakenneluokkaan 1 (RakMK!)

Suunniteltu käyttöikä: 50 vuotta
 RH 80 %

Rasitusluokka yläpinnassa:

-	XC2	-	-	-	-	-
---	-----	---	---	---	---	---

Rasitusluokka alapinnassa:

-	XC3	-	-	-	-	-
---	-----	---	---	---	---	---

→ OK! Betonin lujuusluokka on riittävä säilyvyyden kannalta.

Standardipalonestävyysvaatimus:

R60

RAUDOITUS:

Betoniterästen betonipeitepaksuus:

yläpinnassa 40 mm
 alapinnassa 40 mm

Pääteräks:

	määrä	koko
RT 1	5	12
kenttä 1	5	12
KT 1	5	12
kenttä 2	5	12
KT 2	5	12
kenttä 3	5	12
RT 2	5	12
	kpl	mm

Haat leikkausvoimalle:

	jako	koko
RT 1	150	10
KT 1	150	10
KT 2	150	10
RT 2	150	10
	mm	mm

KT = keskituki

RT = reunatuki

JÄNNEGEOMETRIA, ANKKURIT JA RYHMITYS

Ankkurijärjestelmä:

Y1860S7;15,7

 $d_1 = 130 \text{ mm}$ $b_1 = 76 \text{ mm}$

Punosrivejä:

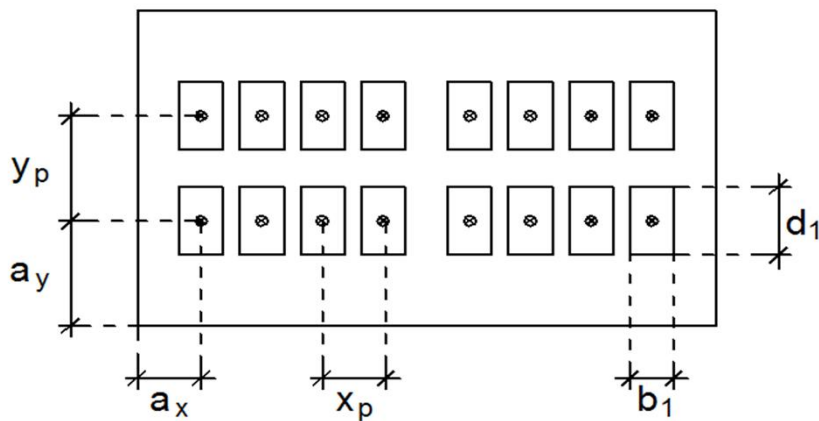
1 kpl

Punosten vähimmäisetäisyydet:

 $d_g = 16 \text{ mm}$ betonin maksimiraekoko $\emptyset = 18,7 \text{ mm}$ suojaputken halkaisija $y_p = 40 \text{ mm}$ Jänteiden vähimmäisetäisyydet toisistaan pystysuunnassa $x_p = 50 \text{ mm}$ Jänteiden vähimmäisetäisyydet toisistaan vaakasuunnassa

Punosten määrä ja ryhmitys:

	punoksia	a_y	a_x	x_p	x_{yht}
ylin rivi	0	0	0	0	0
keskirivi	0	0	0	0	0
alin rivi	3,6	110	80	105	433
yht.	3,6				



Haat ankkureiden halkaisuvoimille:

	jako	koko
yksittäinen	120	10
ryhmä	100	10

Ankkureiden lähtökulmat vaakatasosta:

	θ_{ankkuri}
Yläpunos	0
Keskip.	0
Alapunos	0
	[astetta]

Suojabetonipeitteen vaadittu paksuus:

	alapinta yläpinta			
$c_{\min,b}$	18,7	18,7	mm	Tartunnan vaatimus betonipeitteeltä.
$c_{\min,dur}$	20	20	mm	Ympäristöolosuhteiden vaatimus betonipeitteeltä.
$\Delta c_{dur,\gamma}$	0	0	mm	Lisävarmuustermi.
$\Delta c_{dur,st}$	0	0	mm	RST -vähennys.
$\Delta c_{dur,add}$	0	0	mm	Lisäsuojauksen korjaustermi.
Δc_{\min}	0	0	mm	Rasitusluokan 7 vaikutus (XM1, XM2 ja XM3)
c_{\min}	20	20	mm	Betonipeitteen vähimmäisarvo.
Δc_{dev}	10	10	mm	Mittapoikkeama.
c_{nim}	30	30	mm	Suojabetonipeitteen nimellisarvo.

Suojabetonipeite valitulla punoskululla:

$c_{ap,min} =$	35,65	mm	→ OK! Suojabetonipeite on riittävä.
$c_{yp,min} =$	30,65	mm	→ OK! Suojabetonipeite on riittävä.

Jännevoima:

$n_{punosmäärä} =$	3,6	kpl	Punosmäärä yhteensä.
$P_0 =$	189	kN	Jännevoima välittömien jännityshäviöiden jälkeen.
$P_{\infty} =$	160,65	kN	Pitkäaikaisten häviöiden jälkeen keskimäär. jännevoiman arvio.

JÄNNITYSRAJATILA

Jännitysrajoitustarkastelut tehdään käyttörajoituslaissa.

Betonin jännitysrajoitus laukaisuhetkellä:

$f_{ck,lauk.} =$	$0,8 \cdot f_{ck} =$	28	MPa	Betonin laukaisulujuus. (80%)
$\sigma_{c0} =$	$0,6 \cdot f_{ck,lauk.} =$	-16,8	MPa	Puristusjännityksen raja-arvo.
$\sigma_{t0} =$	$f_{ctm}(t) =$	2,77	MPa	Vetojännityksen raja-arvo.

Betonin jännitysrajoitus lopputilanteessa:

$\sigma_c =$	$0,45 \cdot f_{ck} =$	-15,75	MPa	Puristusjännityksen raja-arvo.
$\sigma_t =$	$f_{ctm} =$	3,21	MPa	Vetojännityksen raja-arvo.

Teräksen jännitysrajoitus laukaisuhetkellä:

$\sigma_{p0,max} =$	$\min(0,8 \cdot f_{pk}; 0,9 \cdot f_{p0,1k}) =$	1440	MPa	Jänteen suurin sallittu hetkellinen jännitys.
$F_{p,lauk.} =$	$\sigma_{p0,max} \cdot A_p =$	216	kN	Yhdelle jännepunokselle sallittu hetkellinen voima laukaisuhetkellä.

Teräksen Jännitysrajoitus välittömien häviöiden jälkeen:

$\sigma_p =$	$\min(0,75 \cdot f_{pk}; 0,85 \cdot f_{p0,1k}) =$	1360	MPa	Jänteen suurin sallittu jännitys.
$F_{p,loppu} =$	$\sigma_{p,max} \cdot A_p =$	204	kN	Yhdelle jännepunokselle sallittu voima jännitystyön päätyttyä.

Poikkileikkaussuureet:

RT = Reunatuki

Ke = Kenttä

KT = Keskituki

	RT 1	Ke 1	KT 1	Ke 2	KT 2	Ke 3	RT 2	
b_{eff1}	0,243	1,134	0,486	1,134	0,486	1,134	0,243	m
h_{laatta}	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	m
h_{palkki}	0	0	0	0	0	0	0	m
b_{laatta}	1	1	1	1	1	1	1	m
b_{palkki}	0	0	0	0	0	0	0	m
y_{laatta}	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	m
y_{palkki}	0	0	0	0	0	0	0	m
A_{laatta}	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	m ²
A_{palkki}	0	0	0	0	0	0	0	m ²
A_{kok}	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	m ²
y_{kok}	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	m
I_{laatta}	0,000887	0,000887	0,000887	0,000887	0,000887	0,000887	0,000887	m ⁴
I_{palkki}	0	0	0	0	0	0	0	m ⁴
I_{kok}	0,000887	0,000887	0,000887	0,000887	0,000887	0,000887	0,000887	m ⁴
W_a	0,008067	0,008067	0,008067	0,008067	0,008067	0,008067	0,008067	m ³
W_y	0,008067	0,008067	0,008067	0,008067	0,008067	0,008067	0,008067	m ³

Jännitykset laukaisuhetkellä:

	RT 1	Ke 1	KT 1	Ke 2	KT 2	Ke 3	RT 2	
$P_{0,yläp.}$	0	0	0	0	0	0	0	kN
$e_{yläp.}$	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	m
$P_{0,keskip.}$	0	0	0	0	0	0	0	kN
$e_{keskip.}$	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	m
$P_{0,alap.}$	680,4	680,4	680,4	680,4	680,4	680,4	680,4	kN
$e_{alap.}$	0	0,065	0,07	0,025	0,07	0,065	0	m
M_g	5,94	39,62	57,58	12,72	57,58	39,62	5,94	kNm
σ_{a0}	-2,356364	-3,663719	-1,859008	-3,624545	-1,859008	-3,663719	-2,356364	MPa
σ_{y0}	-3,829091	-2,521736	-4,326446	-2,560909	-4,326446	-2,521736	-3,829091	MPa

Jännitykset lopputilanteessa:

	RT 1	Ke 1	KT 1	Ke 2	KT 2	Ke 3	RT 2	
P_1	0	0	0	0	0	0	0	kN
e_1	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	m
P_2	0	0	0	0	0	0	0	kN
e_2	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	m
P_3	631,7249	631,7249	631,7249	631,7249	631,7249	631,7249	631,7249	kN
e_3	0	0,065	0,07	0,025	0,07	0,065	0	m
M_{tot}	9,4	62,66	88,35	30,03	88,35	62,66	9,4	kNm
σ_a	-1,706188	-0,194054	2,599092	-1,106575	2,599092	-0,194054	-1,706188	MPa
σ_y	-4,036766	-5,5489	-8,342046	-4,636379	-8,342046	-5,5489	-4,036766	MPa

Yhteenveto jännityksistä:

Suurin puristusjännitys laukaisuhetkellä:

$$\sigma_{c0,max} = -4,326446 \text{ MPa} > \sigma_{c0} = -16,8 \text{ MPa}$$

Suurin vetojännitys laukaisuhetkellä:

$$\sigma_{t0,max} = -1,859008 \text{ MPa} < \sigma_{t0} = 2,77 \text{ MPa}$$

Suurin puristusjännitys lopputilanteessa:

$$\sigma_{c,max} = -8,342046 \text{ MPa} > \sigma_c = -15,75 \text{ MPa}$$

Suurin vetojännitys lopputilanteessa:

$$\sigma_{t,max} = 2,599092 \text{ MPa} < \sigma_t = 3,21 \text{ MPa}$$

→ OK! Jännitykset sallituissa rajoissa.

JÄNNITYSHÄVIÖT:**Välittömät jännityshäviöt:****Kitkahäviöt:****Punosten kulmanmuutokset:**

	yläpunos	keskipunos	alapunos		
L_{punos}	0	0	25,50	m	Punosten pituudet.
$\Sigma\theta$	0	0	0,22	rad	Punosten kulmanmuutosten summa.
μ	0,05	0,05	0,05	-	Kitkakerroin.
β	0,02	0,02	0,02	-	Aaltoisuusluku.
ΔP_{μ}	0	0	0,035951	-	Kitkahäviö.

keskimääräinen kitkahäviö:

$$\Delta P_{\mu,keskim} = 1,20 \%$$

Ankkurointiliukuma:

$$F_{p,lauk.} = 216 \text{ kN} \quad \text{Yhdelle punokselle sallittu hetkellinen voima laukaisuhetkellä.}$$

$$F_{p,loppu} = 204 \text{ kN} \quad \text{Yhdelle punokselle sallittu voima jännitystyön päätyttyä.}$$

$$P_{0,teor} = 189 \text{ kN} \quad \text{Jännevoiman sallittu maksimi välittömien jännityshäviöiden jälkeen.}$$

Lukitusliukuman arvo (menetelmän käyttöselosteesta)

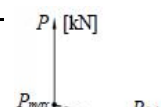
$$\Delta = 0,005 \text{ m}$$

Punoksen keskimääräinen pituus:

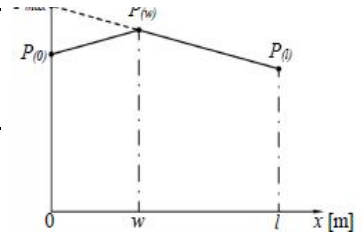
$$L_{punos,kesk.} = 25,50 \text{ m}$$

Maksimijännitysvoima:Iteroidaan P_{max} arvoa niin että saadaan jännevoiman keskimääräiseksi arvoksi $P_{0,teor}$

	Ankkurit	yläpunos	keskipunos	alapunos	
P_{max}	195,9	0	0	198,3	kN
P_L	193,5524	0	0	191,171	kN/m



Δp	0,092047	0	0	0,279524	kN/m
w	39,86052	0	0	22,87379	m
ΔP_{sl}	7,338089	0	0	12,78756	kN
P_0	188,5619	0	0	185,5124	kN
P_w	192,231	0	0	191,9062	kN
P_{m0}	188,9918	0	0	189,0011	kN
P_{mL}	194,7262	0	0	194,7355	kN
ΔL	-	0	0	0,169796	m
	OK!	-	-	OK!	



Jännitysvoimien ehdot:

$$P_{\max} < F_{p,\text{lauk.}} \quad \rightarrow \text{OK!}$$

$$P_w < F_{p,\text{loppu}} \quad \rightarrow \text{OK!}$$

Betonin kimmoisen muodonmuutos:

$P_{mL} =$	64,912	kN	Keskimääräinen jännevoima jännityksen aikana.
$E_{cm(0)} =$	32,308	GPa	Betonin kimmomoduli laukaisuhetkellä ($t=0$).
$\delta_c =$	0,000838	m	-
$\Delta P_{e1} =$	0,962	kN	1. vaiheen punoksiin laitettava voiman lisäys.
$\Delta P_{e2} =$	0,481	kN	2. vaiheen punoksiin laitettava voiman lisäys.

Pitkäaikaiset jännityshäviöt:

Viruma:

$t_0 =$	28	vrk	Betonin ikä kuormitushetkellä.
$t =$	25550	vrk	Betonin ikä tarkasteluhetkellä 70 vuotta.
$RH =$	80	%	Ympäröivän ilman suhteellinen kosteus.
$u =$	2,44	m	Rakenteen kenttäpoikkileikkauksen piirin pituus.
$A_c =$	0,22	m ²	Rakenteen kenttäpoikkileikkauksen ala.
$h_0 =$	0,180	m	Rakenteen poikkileikkauksen muunnettu paksuus.
$\phi_{RH} =$	1,254	-	Kerroin joka huomioi nimellisen virumaluvun riippuvuuden suhteellisesta kosteudesta.
$\beta(f_{cm}) =$	2,562	-	Kerroin joka huomioi lujuuden vaikutuksen nimelliseen virumalukuun.
$t_{0T} =$	28	vrk	Lämpökäsittelyn vaikutus betonin ikään, jälkijännitettyjä rakenteita ei lämpökäsitellä.
$\alpha =$	0	-	Sementtityypin vaikutus.
$t_s =$	28	vrk	Betonin muunnettu ikä kuormitushetkellä.
$\beta(t_0) =$	0,488	-	Kerroin joka huomioi kuormituksen alkamisajankohdan.
$\phi_0 =$	1,569	-	-
$\beta_H =$	625,769	-	Kerroin joka riippuu suhteellisesta kosteudesta ja poikkileikkauksen muunnetusta paksuudesta.
$\beta(t, t_0) =$	0,993	-	Kerroin joka huomioi virumisen kehittymisen ajan myötä kuormituksen alettua.
$\phi_0 =$	1,569	-	Nimellinen virumaluku.
$\phi(t, t_0) =$	1,558	-	Virumaluku tai epälineaarinen virumaluku.

Kutistuma:**Kuivumiskutistuma:**

$\alpha_{ds1} =$	4	-	Sementtityypin vaikutus.
$\alpha_{ds2} =$	0,12	-	Sementtityypin vaikutus.
$\epsilon_{cd,0} =$	0,000253	%	Nimellinen kuivumiskutistuma.
$k_h =$	0,879508	-	Poikkileikkauksen nimellismatasta riippuva kerroin.
$\epsilon_{cd} =$	0,000223	%	Kuivumiskutistuma.

Sisäinen kutistuma:

$\epsilon_{ca}(\infty) =$	6,25E-05	%	Sisäisen kutistuman loppuarvo.
$\beta_{as}(t) =$	1	-	
$\epsilon_{ca} =$	6,25E-05	%	Sisäinen kutistuma.

kutistuma yhteensä:

$\epsilon_{cs} =$	0,000285	%	Kokonaiskutistuma.
-------------------	----------	---	--------------------

Relaksaatio:

$\rho_{1000} =$	2,5	%	Relaksaatiohäviö ensimmäisen 1000 h aikana.
$P_m =$	64,912	kN	Keskimääräinen jännevoima jännityksen aikana.
$\sigma_{pi} =$	432,746	MPa	Punoksissa jännittämishetkellä vallitseva jännityksen itseisarvo.
$\mu =$	0,233	-	-
$t =$	500000	h	Jännittämisen jälkeinen aika tunteina.
$\Delta\sigma_{pr} =$	2,12	MPa	Jännityksen relaksaatiohäviöiden itseisarvo.

Ajasta riippuvien häviöiden yhteisvaikutus:

$\sigma_{c,QP} =$	4,33	MPa	Alkujännevoimasta ja rakenteen omasta painosta aiheutuva puristusjännityksen maksimiarvo.
$z_{cp} =$	65	mm	Betonipoikkileikkauksen painopisteen etäisyys punosten painopisteestä.
$\Delta P_{c+s+r} =$	48,68	kN	Viruman, kutistuman ja relaksaation yhteisvaikutuksen aiheuttama jännevoiman häviö.

Pitkäaikaiset häviöt yhteensä:

j.häviöt =	7,154	%	
------------	-------	---	--

Jänneterästen jännitysten toteutuminen:

$P_{m0} =$	189	kN	Keskimääräinen jännevoima välittömien häviöiden jälkeen.
$P_{m,t} =$	175,48	kN	keskimääräinen jännevoima kaikkien häviöiden jälkeen.

MITOITUS TAIVUTUKSELLE

Mitoitus taivutukselle tehdään murtorajatilassa.

Mitoitus tehdään korvaamalla betonin puristuksen jakautumiskuvio suorakaiteen muotoisella kuviolla.

$$\begin{aligned}
 P_{dL} &= 144,59 \text{ kN} \\
 \sigma_p &= 963,9 \text{ MPa} \\
 \Delta\sigma_{p,ULS} &= 50 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Jänneterästen jännityksen ehto murtorajatilassa: $\sigma_{p\infty} \leq f_{pyd}$

$$\sigma_{p\infty} = 1013,9 \text{ MPa} \leq f_{pyd} = 1454,55 \text{ MPa}$$

→ OK! Ehto toteutuu.

Kertoimia:

$$\lambda = 0,8 \qquad \eta = 1 \qquad f_{cd} = 22,04 \text{ MPa}$$

Momenttikestävyys:

	RT 1	Kenttä 1	KT 1	Kenttä 2	KT 2	Kenttä 3	RT 2	
$T_{p,yläpunos}$	0	0	0	0	0	0	0	kN
$T_{p,keskipunos}$	0	0	0	0	0	0	0	kN
$T_{p,alapunos}$	547,51	547,51	547,51	547,51	547,51	547,51	547,51	kN
A_s	565,49	565,49	565,49	565,49	565,49	565,49	565,49	mm ²
f_{yd}	454,55	454,55	454,55	454,55	454,55	454,55	454,55	MPa
T_s	257,04	257,04	257,04	257,04	257,04	257,04	257,04	kN
F_c	804,55	804,55	804,55	804,55	804,55	804,55	804,55	kN
$d_{punokset}$	0,110	0,175	0,180	0,085	0,180	0,175	0,110	m
$d_{yläpunos}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	m
$d_{keskipunos}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	m
$d_{alapunos}$	0,110	0,175	0,180	0,085	0,180	0,175	0,110	m
d_s	0,164	0,164	0,164	0,164	0,164	0,164	0,164	m
$b_{rakenne}$	1	1	1	1	1	1	1	m
$y_{purist.}$	0,029	0,029	0,029	0,029	0,029	0,029	0,029	m
y_{max}	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	m
M_{Rd}	90,63	126,22	128,96	76,94	128,96	126,22	90,63	kNm
M_d	12,02	65,72	127,96	39,51	127,96	65,72	12,02	kNm
KA	13,3	52,1	99,2	51,3	99,2	52,1	13,3	%
	OK!	OK!	OK!	OK!	OK!	OK!	OK!	

→ OK! Taivutuskestävyys on riittävä.

Vähimmäisraudoitus (Taivutuksen halkeiluehto):

	RT 1	Kenttä 1	KT 1	Kenttä 2	KT 2	Kenttä 3	RT 2	
$e_{ylä}$	-0,11	0,11	-0,11	0,11	0	0	-0,11	m
e_{keski}	-0,11	0,11	-0,11	0,11	-0,11	0	-0,11	m
e_{ala}	0,000	0,065	0,070	-0,025	0	0	0,000	m
M_{cr}	21,23	58,82	61,72	6,77	61,72	58,82	21,23	kNm
KA	26,9	53,6	55,0	10,1	55,0	53,6	26,9	%
	OK!	OK!	OK!	OK!	OK!	OK!	OK!	

→ OK! Taivutuksen halkeilukestävyys on riittävä.

MITOITUS LÄVISTYKSELLE

Lävistysmitoitus tehdään murtorajatilassa.

Pilareiden sivumitat: b_{pilari} 0,48 m h_{pilari} 0,48 m**Pilarin reunasta 0,5d:n etäisyydellä kulkevien jännepunosten määrä:** n_{punos} 10 kpl**Lävistysraudoitus:**

	RT 1	KT 1	KT 2	RT 2	
määrä	0	8	8	0	kpl
koko	12	12	12	12	mm

Lävistyskestävyys raudoittamattomana:

	RT 1	KT 1	KT 2	RT 2		
d_s	0,164	0,164	0,164	0,164	m	Terästen teh. korkeus tuella.
d_p	0,110	0,180	0,180	0,110	m	Jänteiden teh.korkeus tuella.
k	1,436	1,436	1,436	1,436	-	Betonin tiheyden kerroin.
u	2,576	2,576	2,576	2,576	m	Leikkauksen rajoittama piiri.
A_u	0,415	0,415	0,415	0,415	m ²	Leikkauksen rajoittama ala.
e	0,02	0,02	0,02	0,02	m	Kuorman epäkeskisyys.
β	0,382	0,382	0,382	0,382	-	Kerroin
ρ	0,0055	0,0053	0,0053	0,0055	-	Suhteellinen vetoteräspinta-ala.
f_{ctd}	1,66	1,66	1,66	1,66	MPa	Betonin vetoluj. mitoitusarvo
V_c	491,91	487,72	487,72	491,91	kN	Lävistyskapasiteetti.
V_d	280,01	537,17	537,17	280,01	kN	Lävistysvoima ilman ohj.voimia.
w	-68,04	-71,34	-71,34	-68,04	kN	Punosten ohjausvoima.
V_{d+w}	211,97	465,83	465,83	211,97	kN	Lävistysvoima.
KA	43,1	95,5	95,5	43,1	%	

→ OK! Lävistyskestävyys on riittävä raudoittamattomana.

Lävistyskestävyys raudoitettuna:

	RT 1	KT 1	KT 2	RT 2		
f_{yd}	300	300	300	300	MPa	Teräksen myötölujuus.
A_{sv}	0	1809,56	1809,56	0	mm ²	Lävistysraudoituksen ala.
V_s	0	383,86	383,86	0	kN	Leikk.raud. Lävistyskapasiteetti.
V_{c+s}	122,98	505,80	505,80	122,98	kN	Raudoitetun poikkileikkauksen lävistyskapasiteetti.
V_d	280,01	537,17	537,17	280,01	kN	Lävistysvoima ilman ohj.voimia.
w	-68,04	-71,34	-71,34	-68,04	kN	Punosten ohjausvoima.
V_{d+w}	211,97	465,83	465,83	211,97	kN	Lävistysvoima.
KA	0,0	0,0	0,0	0,0	%	

→ OK! Lävistyskestävyys on riittävä raudoitettuna.

PAIKALLINEN PURISTUS

Ankkuroinnin mitoitus tehdään murtorajatilassa.

Ankkurikappaleen mitat:

$d_1 =$	130	mm
$b_1 =$	76	mm
$A_{c0} =$	9880	mm ²

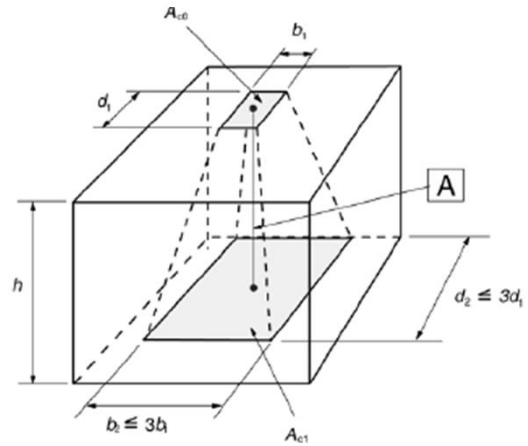
Nurkka-ankkurin puristuskapasiteetti:

Rakenteen nurkassa puristuskapasiteetti on pienin.

$h_{\text{nurkka}} =$	67,5	mm
$d_2 =$	197,5	mm
$b_2 =$	143,5	mm
$A_{c1} =$	28341,25	mm ²
$F_{Rdu} =$	295,01	kN
$F_{\text{max}} =$	280,8	kN
KA	95,2	%

Puristuskapasiteetti jännittämishetkellä.

Maksimi puristuskuorma.



→ OK! Paikallinen puristuskapasiteetti on suurempi kuin suurin mahdollinen jännitysvoima.

Halkaisuvoimat ankkurialueella:

Mitoituksessa käytetään osittain muuttuvaa jännityskenttää, sillä ankkurialueen rauditus ulottuu vain pienelle osalle rakenteen pituutta.

Yksittäinen ankkurin halkaisuraudoitus:

Teräksset vaakasuuntaan:

$T_{\text{vaakas.}} =$	54,89	kN	Halkaisuvoima vaakasuunnassa.
$l_{\text{As,vaaka}} =$	1000	mm	Etäisyys jolle halkaisuraudoitus ulotettava rakenteen päästä.
$A_{\text{s,vaaka}} =$	228,69	mm ² /m	Raudoituksen sallittu jännitys tässä 300 Mpa, joten halkeamaleveyksiä ei tarvitse tarkastella.

Teräksset pystysuuntaan:

$T_{\text{pystys.}} =$	24,3	kN	Halkaisuvoima pystysuunnassa.
$l_{\text{As,pysty}} =$	220	mm	Etäisyys jolle halkaisuraudoitus ulotettava rakenteen päästä.
$A_{\text{s,pysty}} =$	460,23	mm ² /m	Raudoituksen sallittu jännitys tässä 300 Mpa, joten halkeamaleveyksiä ei tarvitse tarkastella.

Haat yhden ankkurin ympärillä:

$s_{\text{haat}} =$	120	mm	
$r_{\text{hakateräs}} =$	5	mm	
$A_{\text{s,ankkuri}} =$	654,50	mm ² /m	Toteutettavan raudoituksen pinta-ala.
$l_{\text{As,ank.ryh.}} =$	1200	mm	Etäisyys, jolle halkaisuraudoitus ulotetaan rakenteen päästä.
KA	70,3	%	

→ OK! Ankkurialueen halkaisukestävyys on riittävä.

Koko ankkuriryhmän halkaisuraudoitus:

$b_{\text{ryhmä}} =$	916	mm
$d_{\text{ryhmä}} =$	130	mm

Teräket vaakasuuntaan:

$T_{\text{vaakas.}}$	=	16,96	kN	Halkaisuvoima vaakasuunnassa.
$l_{\text{As,vaaka}}$	=	1000	mm	Etäisyys jolle halkaisuraudoitus ulotetaan rakenteen päästä.
$A_{\text{s,vaaka}}$	=	70,686	mm ² /m	Raudoituksen sallittu jännitys tässä 300 Mpa, joten halkeamaleveyksiä ei tarvitse tarkastella.

Teräket pystysuuntaan:

$T_{\text{pystys.}}$	=	33,15	kN	Halkaisuvoima pystysuunnassa.
$l_{\text{As,pysty}}$	=	220	mm	Etäisyys jolle halkaisuraudoitus ulotetaan rakenteen päästä.
$A_{\text{s,pysty}}$	=	627,84	mm ² /m	Raudoituksen sallittu jännitys tässä 300 Mpa, joten halkeamaleveyksiä ei tarvitse tarkastella.

Haat koko ankkuriryhmän ympärillä:

s_{haat}	=	100	mm	
$r_{\text{hakateräs}}$	=	5	mm	
$A_{\text{s,ank.ryh.}}$	=	785,40	mm ² /m	Toteutettavan raudoituksen pinta-ala.
$l_{\text{As,ank.ryh.}}$	=	1200	mm	Etäisyys, jolle halkaisuraudoitus ulotetaan rakenteen päästä.
KA		79,9	%	

→ OK! Ankkurialueen halkaisukestävyys on riittävä.

TAIPUMA:

Poikkileikkaus voidaan olettaa halkeilemattomaksi, sillä vetojännitys on asetettu jännitysraja-tilassa betonin vetolujuutta pienemmäksi.

Taipuman mitoitus tehdään käyttöraja-tilassa.

	jänneväli 1 jänneväli 2 jänneväli 3				
h_{rakenne}	220	220	220	mm	Rakenteen korkeus
e_1	110	110	110	mm	Ylimpien punosten epäkeskisyys.
e_2	110	110	110	mm	Kesk. punosten epäkeskisyys.
e_3	65	-25	65	mm	Alimpien punosten epäkeskisyys.
L	8100	8100	8100	mm	Jännevälän pituus.
P_{01}	0	0	0	kN	Ylimpien punosten jännevoima alussa.
P_{02}	0	0	0	kN	Kesk. punosten jännevoima alussa.
P_{03}	680,4	680,4	680,4	kN	Alimpien punosten jännevoima alussa.
P_1	0	0	0	kN	Ylimpien punosten jännevoima lopussa.
P_2	0	0	0	kN	Kesk. punosten jännevoima lopussa.
P_3	578,34	578,34	578,34	kN	Alimpien punosten jännevoima lopussa.
M_g	39,62	12,72	39,62	kNm	KRT mukaiset maksimimomentit.
$M_{\text{pitk.}}$	53,45	23,1	53,45	kNm	KRT mukaiset maksimimomentit.
$M_{\text{omin.}}$	62,66	30,03	62,66	kNm	KRT mukaiset maksimimomentit.
I	8,87E+08	8,87E+08	8,87E+08	mm ⁴	Poikkileikkauksen jäyhyysmomentti.
E_{cm}	34000	34000	34000	Mpa	Betonin kimmokerroin.
$\phi(\infty, t_0)$	1,56	1,56	1,56	-	Virumaluku (ks. Jännityshäviöt)

$E_{c,eff}$	13958,17	13958,17	13958,17	Mpa	Viruneen betonin teh.kimmokerroin.
α_I	1,24E+13	1,24E+13	1,24E+13	Nmm ²	Halkeilemattoman poikkileikk. jäykkyys.
w_{p01}	0	0	0	mm	Taipuma ylimmistä punoksista alussa.
w_{p02}	0	0	0	mm	Taipuma keskimmaisistä punoksista alussa.
w_{p03}	-10,02	3,85	-10,02	mm	Taipuma alimmistä punoksista alussa.
w_{p1}	0	0	0	mm	Taipuma ylimmistä punoksista lopussa.
w_{p2}	0	0	0	mm	Taipuma kesk. punoksista lopussa.
w_{p3}	-20,74	7,98	-20,74	mm	Taipuma alimmistä punoksista lopussa.
w_{cs}	0	0	0	mm	Kutistumasta aiheutuva taipuma.
w_0	-4,64	0,21	-4,57	mm	Alkutilan taipuma.
$w_{pitk.}$	-2,85	-0,26	-2,85	mm	Lopputilan taipuma pitkäaik.kuormituksessa.
w_{tot}	0,35	0,17	0,35	mm	Lopputilan suurin taipuma.
w_{max}	32,4	32,4	32,4	mm	Taipumaraja L/250.
KA	14,3	0,8	14,1	%	Taipuman käyttöaste.

→ OK! Taipumat ovat sallituissa rajoissa.

PALOMITOITUS:

Palomitoitus perustuu tässä taulukkomitoitukseen.

Standardipalonkesto vaatimus:

R60

Mitoitus:

Rakenne mitoitetaan palolle yhdeltä sivulta palolle alttiina (pilarilaattana).

$h_{laatta} =$	220	mm
$b =$	1000	mm
$a_{tangot} =$	56	mm
$a_{punokset} =$	45,0	mm

korkealujuusbetonista aiheutuvat lisäykset:

$\Delta h_{min,hsc} =$	0	mm	tangoille
$\Delta h_{min,hsc} =$	0	mm	punoksille
$\Delta b_{hsc} =$	0	mm	tangoille
$\Delta b_{hsc} =$	0	mm	punoksille
$k_a =$	1	-	tangoille ja punoksille

keskiöetäisyys vaatimus:

$a_{min,tangot} =$	15	mm	<	56	mm
$a_{min,punok.} =$	30	mm	<	45,0	mm

→ OK! Palonkestävyys on riittävä.